

# **Ein experimentell begründetes mikromechanisches Modell zur Beschreibung von Bruchvorgängen in Beton bei äußerer Krafteinwirkung**

Dem Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie  
der Technischen Universität Darmstadt  
zur Erlangung der Würde eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

von

**Dipl.-Ing. Tina Wilhelm**  
aus  
St. Wendel

Darmstadt im September 2006

D 17

Referent: Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl

Korreferent: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. E. h. Folker H. Wittmann

Tag der Einreichung: 02.07.2006

Tag der mündlichen Prüfung: 15.09.2006

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau, Fachgebiet Baustoffe, Bauphysik, Bauchemie, der Technischen Universität Darmstadt. Der Arbeit liegt ein Forschungsvorhaben zugrunde, welches von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG unter Gr. 1450/7-1 in dankenswerter Weise gefördert wurde.

Meinen besonderen Dank möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl aussprechen zur Ermöglichung dieser Arbeit und für seine wertvollen wissenschaftlichen Anregungen. Herrn Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. E. h. Folker H. Wittmann danke ich für die Übernahmen des Koreffrates und die damit verbundene Mühe. Herrn Dr. rer. nat. Otto Kroggel danke ich für seine stete Diskussionsbereitschaft und wichtige innovative Impulse hinsichtlich meiner Forschungstätigkeit. Weiterhin möchte ich mich bei meinen ehemaligen studentischen Hilfskräften bzw. Diplomstudenten Carsten Rieger und Oliver Floch für ihre äußerst engagierte Mitarbeit bedanken. Herrn Manfred Klotz danke ich für die professionelle Unterstützung bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen.

An dieser Stelle möchte ich mich insbesondere bei meiner Familie für ihre Förderung und Unterstützung zum Gelingen dieser Arbeit bedanken. Meinem Partner Steffen Wiersdorff gilt besonderer Dank für seine wissenschaftliche Unterstützung und insbesondere für den privaten Rückhalt.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1	Forschungsgegenstand.....	1
1.2	Zielsetzung und Methodik.....	2
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung.....</b>	<b>4</b>
2.1	Der Werkstoff Beton .....	4
2.1.1	Kompositeigenschaften .....	4
2.1.2	Das Konzept des repräsentativen Volumenelements .....	11
2.2	Bruchmechanik zementgebundener Werkstoffe .....	12
2.2.1	Allgemeines.....	12
2.2.2	Modellansätze zum bruchmechanischen Verhalten .....	15
2.3	Mikromechanisches Verhalten von Beton .....	20
2.3.1	Allgemeines.....	20
2.3.2	Experimentelle Untersuchungen .....	21
2.3.3	Mikromechanische Modellansätze .....	26
2.3.4	Kritische Betrachtung des Rissöffnungsmodus II.....	32
2.4	Ansätze zur Quantifizierung des Einflusses mikromechanischer Prozesse auf effektive Betoneigenschaften .....	33
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen an Modellbeton mittels digitaler Bildkorrelation</b>	<b>36</b>
3.1	Konzept .....	36
3.2	Das Verfahren der digitalen Bildkorrelation .....	36
3.3	Versuchsprogramm .....	37
3.3.1	Probekörpergeometrie und -zusammensetzung .....	37
3.3.2	Variation der äußeren Krafteinwirkung .....	41
3.4	Probekörperherstellung .....	41
3.5	Versuchsaufbau und -durchführung .....	42
3.6	Datenanalyse .....	43
3.7	Ergebnisse .....	45
3.7.1	Verformungsfeld bei einaxialer Druckbeanspruchung .....	45
3.7.2	Verformungsfeld bei einaxialer Kurzzeit-Zugbeanspruchung .....	62
<b>4</b>	<b>Herleitung des mikromechanischen Modells.....</b>	<b>66</b>
4.1	Vorüberlegungen .....	66
4.2	Aufbau des Modells.....	66
4.3	Beschreibung des Verformungsfeldes.....	67
4.3.1	Einaxiales Druckfeld .....	67
4.3.2	Einaxiales Zugfeld.....	80
4.3.3	Statistische Verteilung der Dehnungen .....	80
4.4	Abbildung von Bruchvorgängen .....	82
4.4.1	Allgemeines.....	82
4.4.2	Rissbildung in der Matrix.....	82



4.4.3	Bildung von Grenzflächenrissen .....	89
4.4.4	Rissbildung in der Gesteinskörnung .....	90
<b>5</b>	<b>Numerische Simulation.....</b>	<b>91</b>
5.1	Allgemeines.....	91
5.2	Umfang der Simulation .....	91
5.3	Numerische Modelle .....	91
5.4	Verwendete Werkstoffgesetzte und bruchmechanische Modelle .....	92
5.5	Ausgewählte Ergebnisse.....	95
5.6	Vergleich mit experimentellen Untersuchungen.....	97
<b>6</b>	<b>Ultraschalluntersuchungen an Realbeton.....</b>	<b>102</b>
6.1	Allgemeines.....	102
6.2	Experimentelle Untersuchungen .....	103
6.3	Ergebnisse und Analogiebetrachtungen zum mikromechanischen Modell .....	105
6.4	Das Phänomen des Lasterinnerungsvermögens von Beton.....	109
<b>7</b>	<b>Folgerungen und Ausblick .....</b>	<b>111</b>
	<b>Literatur .....</b>	<b>117</b>
	<b>Anlage.....</b>	<b>123</b>

## **Zusammenfassung**

Das mikromechanische Verhalten von Beton bei äußerer Krafteinwirkung wird von den jeweiligen Eigenschaften der Gesteinskörnung und Matrix sowie deren Zusammenwirken bestimmt, wobei das Verbundverhalten zwischen den beiden Konstituenten eine maßgebliche Rolle spielt. Entsprechende Zusammenhänge sind durch eine Reihe von Untersuchungen qualitativ nachgewiesen. Deren quantitative Beschreibung hinkt diesen Beobachtungen jedoch stark hinterher, insbesondere, weil die bisher verfügbaren Untersuchungsmethoden nicht in der Lage waren, die einwirkungsbedingten Veränderungen und insbesondere deren Verlauf mit ausreichender Genauigkeit und Verlässlichkeit abzubilden. Die quantitative Beschreibung dieser Zusammenhänge ist jedoch von essentieller Bedeutung für ein besseres Verständnis des effektiven Werkstoffverhaltens und insbesondere für die Herleitung wirklichkeitsgetreuerer Werkstoffmodelle.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden anhand optischer Untersuchung mittels digitaler Bildkorrelation die bei einer äußeren Einwirkung von Kraft an der Oberfläche von Modellbeton ablaufenden elastischen und inelastischen Verformungen und resultierende Bruchvorgänge flächenhaft hochaufgelöst aufgezeichnet. Diese Modellbetone bildeten die Mesostruktur von Beton zweidimensional ab. Hierbei wurden die mechanischen Eigenschaften der Konstituenten und der geometrische Aufbau systematisch variiert. Das Ergebnis ist die detaillierte Beschreibung von Dehnungsfeldern und der daraus resultierenden Bruchkinematik in Form eines mikromechanischen Modells. An dieses Modell angelehnte und entsprechend optimierte numerische Simulationen liefern Informationen, inwiefern sich die bestehenden Werkstoffgesetze sowie bruchmechanischen Modelle zur Beschreibung des mikromechanischen Verhaltens von Beton verwenden lassen. Anhand von Ultraschalltransmissionsmessungen wurde die Übertragbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse auf Realbetone erreicht und abgesichert.

## **Abstract**

The micromechanical behaviour of concrete due to external loading depends on the particular properties of the aggregates and the cementitious matrix as well as the interaction of both constituents. Furthermore, the bonding behaviour between these constituents plays a key role. This has been proven by numerous investigations in a qualitative way, while a quantitative description still missing since there is a lack of suitable measuring techniques, which are able to detect stress induced alteration within this small but important region with adequate accuracy. However, a quantitative description of these interactions is of essential interest for a better understanding of the effective material behaviour and especially for the derivation of more realistic constitutive laws.

Within the scope of this thesis full field elastic and inelastic deformations and resulting fracture processes at the surface of model concrete due to external loading have been detected with height resolution with the help the optical method digital image correlation. This kind of model concrete reveals the mesostructure of concrete in a two-dimensional way. Hereby, the

mechanical properties of the constituents and the geometry of the specimen have been varied systematically. The result is a detailed description of deformation fields and resulting fracture kinematics in the form of a micromechanical model. According to the derived model, numerical simulations were conducted in order to prove the quality of existing constitutive laws and fracture models for describing the micromechanical behaviour of concrete in a numerical way. By the use of the ultrasonic measuring technique on real concrete the transferability of the obtained findings has been achieved and confirmed.

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Forschungsgegenstand

Immer komplexere Einsatzbereiche von Beton und zunehmende qualitative Anforderungen erfordern einen individuell angepassten und zielsicheren Mischungsentwurf, um angestrebte Werkstoffeigenschaften und resultierendes Bauteilverhalten gewährleisten zu können. Die Anforderungen reduzieren sich hier längst nicht mehr auf die Tragfähigkeit und das Verformungsvermögen, sondern auch wichtige Aspekte der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des jeweiligen Betons. Hierbei spielt die Rissbildung eine maßgebliche Rolle. Rezeptartige Bemessungsverfahren entsprechend der DIN 1045-1 Teil 1 [DIN1 01], bei denen Beton für den Entwurf entsprechend seiner Eigenschaften klassifiziert wird, geraten hier schnell an ihre Grenzen, da diese Klassifizierung nach relativ einfachen Methoden stattfindet. Diese beschränkt sich auf wenige Parameter und berücksichtigen das geforderte Werkstoffverhalten nur unzureichend. Für die Bemessung der heutigen Generation sind vielmehr Methoden notwendig, welche über eine rein phänomenologische Werkstoffcharakterisierung hinausgehende umfassende Werkstoffbeziehungen berücksichtigen und diese wirklichkeitsgetreu abbilden. Dies gilt insbesondere für die Rolle der Rissinitiierung und Rissfortpflanzung. In den letzten Jahrzehnten entwickelte bruchmechanische Modellansätze mit entsprechend eingeführten Werkstoffparametern ermöglichen mittlerweile eine genauere Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei mechanischer Belastung. Durch die Wahl geeigneter Parameter kann hiermit das effektive, makroskopische Verhalten in phänomenologischer Art und Weise beschrieben werden. Diese physikalisch nicht immer klar zu interpretierenden Werkstoffparameter sind jedoch nicht allgemeingültig und müssen für jeden Beton experimentell bestimmt werden.

Die Schwierigkeit der Herleitung physikalisch begründeter, allgemeingültiger Werkstoffbeziehungen liegt in der stark inhomogenen Natur von Beton und seinem spröden wie anisotropen Verhalten. Aus dieser Problematik heraus hat sich eine gefügeorientierte Betrachtung des Werkstoffs in Form eines hierarchischen Systems von drei unterschiedlichen Beobachtungsebenen nach Wittmann [WITT 83] entsprechend Abbildung 1.1 etabliert. Hierbei wird das Gefüge von Beton auf einer definierten Mikro-, Meso- und Makroebene mit den jeweils dort vorliegenden charakteristischen Heterogenitäten und ihrer räumlichen Verteilung betrachtet. Bei dieser Betrachtung wird auf der sogenannten Mikroebene das Mikrogefüge der erhärteten Zementsteinmatrix berücksichtigt. Das Verhalten von Beton wird jedoch auch in entscheidendem Maße von der eingebetteten Gesteinskörnung, von Poren, Mikrorissen und eventuellen

weiteren Einschlüssen mitbestimmt. Diese Bestandteile mit ihrer räumlichen Verteilung werden auf der sogenannten Mesoebene abgebildet. Auf einer weiteren Ebene, der Makroebene, wird Beton letztendlich als ein homogener Werkstoff betrachtet.

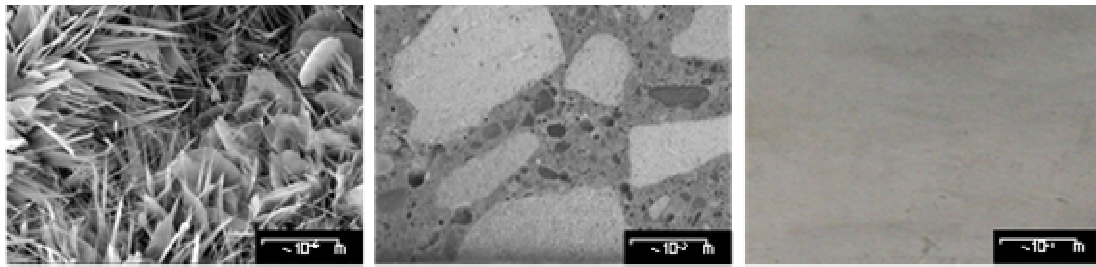


Abbildung 1.1: Das Gefüge von Beton auf Mikro-, Meso-, und Makroebene (von links nach rechts, Bild links nach [FING 03]).

Der Vorteil dieser Mehr-Ebenen-Betrachtung liegt darin, dass das rein phänomenologisch nur schwer zu beschreibende effektive Werkstoffverhalten auf der Makroebene auf elementare mechanische Vorgänge auf der Mikro- wie Mesoebene zurückgeführt werden kann. Die quantitative Beschreibung dieser Vorgänge und deren Verknüpfung auf den unterschiedlichen Ebenen ist die Aufgabe mikromechanischer Untersuchungen.

Diese Zusammenhänge sind durch eine Reihe von Untersuchungen qualitativ nachgewiesen. Deren quantitative Beschreibung hinkt diesen Beobachtungen jedoch stark hinterher, insbesondere, weil die bisher verfügbaren Untersuchungsmethoden nicht in der Lage waren, die einwirkungsbedingten Veränderungen im Gefüge mit ausreichender Genauigkeit und Verlässlichkeit abzubilden.

## 1.2 Zielsetzung und Methodik

Gegenstand dieser Arbeit ist die Herleitung eines mikromechanischen Modells zur quantitativen Beschreibung von Verformungsfeldern und resultierenden Bruchvorgängen in Beton bei äußerer Krafteinwirkung.

Eine Übersicht zur Methodik zum Erreichen der Zielsetzung dieser Arbeit ist in Tabelle 1.1 gegeben. Zunächst werden anhand experimenteller Untersuchungen an Modellbeton mittels digitaler Bildkorrelation lastabhängige elastische wie inelastische Verschiebungen flächenhaft hochaufgelöst detektiert. Hierbei werden die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Konstituenten Gesteinskörnung und Mörtelmatrix sowie deren Verbund und die räumliche Verteilung als auch die Anordnung und Geometrie der Gesteinskörnung variiert. In einem weiteren Schritt erfolgt die auf den Untersuchungen an den Modellbeton basierende Herleitung des Modells. An die experimentellen Untersuchungen an den Modellbetonen angelehnte und entsprechend optimierte numerische Simulationen liefern Informationen, inwiefern sich bestehende Werkstoffmodelle sowie bruchmechanische Modelle zur Beschreibung des mikromechanischen Verhaltens von Beton anwenden lassen. Durch experimentelle Ultraschalluntersuchungen an Realbeton wird in einem weiteren Schritt exemplarisch die Übertragbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse an Modellbeton auf Realbetone überprüft.

Tabelle 1.1. Übersicht zur Methodik der Arbeit.

Modellbeton		Realbeton
Kapitel 2	Stand der Forschung	
Kapitel 3	Experimentelle optische Untersuchungen	
Kapitel 4	Modellbildung	
Kapitel 5	Numerische Untersuchungen	
Kapitel 6	Validierung des Modells anhand experimenteller Ultraschalluntersuchungen	

# Kapitel 2

## Stand der Forschung

### 2.1 Der Werkstoff Beton

#### 2.1.1 Kompositeigenschaften

Beton stellt aus Sicht der Mikro- wie Mesoebene einen typischen Kompositwerkstoff dar. Dessen effektive Eigenschaften hängen prinzipiell von den Werkstoffeigenschaften seiner Konstituenten und deren Volumenverhältnis ab, sie werden jedoch in entscheidendem Maße beeinflusst durch charakteristische Interaktionsmechanismen zwischen diesen Konstituenten. Wichtige Einflussgrößen auf diese Interaktionsmechanismen sind die Unterschiede der elastischen Eigenschaften und Festigkeiten von Gesteinskörnung und Zementstein- bzw. Mörtelmatrix, die zu einem inhomogenen Spannungs- bzw. Verformungszustand im Gefüge von Beton führen. Weitere Faktoren sind die Gesteinskorngeometrie und deren statistische Verteilung und die schon im unbelasteten Zustand vorherrschenden Eigenspannungen infolge von Schwindvorgängen der Zementsteinmatrix während der Hydratation, die zu einer Vorschädigung des Betons führen können. Eine besondere Bedeutung kommt dem Verbundverhalten zwischen der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnung zu.

Der Fall gleicher mechanischer Eigenschaften aller Konstituenten ist somit als optimal zu betrachten, da aufgrund gleicher Elastizitätsverhältnisse dann die Spannungskonzentrationen im Gefüge auf ein Minimum reduziert sind und bei gleicher Festigkeit keine der jeweiligen Komponenten frühzeitig versagt, sodass diese optimal ausgenutzt werden können. Dieser Fall lässt sich jedoch im Allgemeinen nicht realisieren, da zum Beispiel die Auswahl der Gesteinskörnung mit entsprechenden mechanischen Eigenschaften aufgrund natürlicher oder auch wirtschaftlicher Gegebenheiten begrenzt ist. In besonderen Fällen, wie bei Leichtbeton, werden Gesteinskörner mit einem deutlich geringerem Elastizitätsmodul und Festigkeit als die Matrix zugunsten einer geringen Rohdichte bewusst ausgewählt. Im Allgemeinen steigt die Festigkeit der Gesteinskörnung weniger stark mit zunehmendem Elastizitätsmodul, als dies bei Mörtel der Fall ist. Somit entspricht ein Elastizitätsmodulverhältnis von Gesteinskörnung und Matrix von 1 nicht einem Festigkeitsverhältnis von 1. Auch die Verbundeigenschaften lassen sich nur bedingt ansteuern, sodass sich insgesamt ein komplexes Kompositverhalten einstellt. Abbildung 2.1 bekräftigt dies anhand eines Überblicks zu praxisüblichen Elastizitätsmodulverhältnissen von Gesteinskörnung und Mörtelmatrix für unterschiedliche Matrixfestigkeiten und deren Einfluss auf die Druckfestigkeit von Beton. Bei Matrixfestigkeiten von

45 und 60 N/mm<sup>2</sup> sinkt die Druckfestigkeit von Beton bei einem Elastizitätsmodulverhältnis größer 1 ab, bei einer Matrixfestigkeit von ca. 100 N/mm<sup>2</sup> steigt die Betonfestigkeit dagegen noch an bis zu einem Verhältniswert, bei dem das Festigkeitsverhältnis einen Wert von ca. 1 erreicht, wie sich aus den Versuchsdaten ermitteln ließ. Auch spielt hier die Verbundeigenschaft eine entscheidende Rolle, welche den Grad der möglichen Gesteinskornausnutzung mitbestimmt.

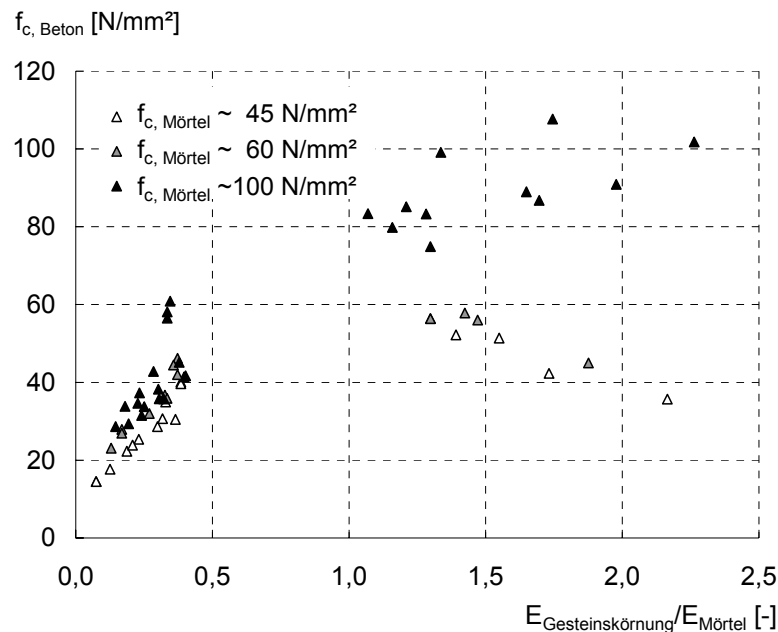


Abbildung 2.1: Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Druckfestigkeit der Mörtelmatrix und dem Elastizitätsmodulverhältnis zwischen Gesteinskörnung und Mörtelmatrix bei einem Volumengehalt der groben Gesteinskörnung von ca. 40 Vol.-%, Messwerte nach [DE LA 99], [GRÜB 77], [WU 01] und [YANG 98].

Das Verbundverhalten wird beeinflusst durch den von der Gesteinskornrauigkeit abhängigen physikalischen Verbund in Form einer Kornverzahnung und durch den chemisch-physikalischen Verbund in Abhängigkeit der Beschaffenheit der sogenannten Kontaktzone zwischen den beiden Konstituenten Gesteinskörnung und Matrix. Bei dieser auch als Interfacial Transition Zone (ITZ) bezeichneten Zone handelt es sich um einen Bereich mit einer Ausdehnung von 10 bis 100 µm senkrecht zum Kornrand, dessen Mikrostruktur sich in charakteristischer Weise von dem CSH-Gel der Zementsteinmatrix unterscheidet. Als Ursache für die Ausbildung dieser Zone wurden im Rahmen verschiedenster experimenteller [SCRI 96] wie numerischer Untersuchungen [HU 04] unterschiedliche Gründe in Erwägung gezogen. Die in Forscherkreisen am weitesten akzeptierten Gründe sind die Phänomene eines sogenannten Wandeffektes mit einer deutlich ungünstigeren Packungsdichte der am Kornrand ausgerichteten Zementpartikel und Blutungserscheinungen insbesondere im Bereich unter dem Gesteinskorn in Betonrichtung mit einem erhöhten Wasserzementwert in diesem Bereich. Der damit verbundene charakteristische chemische Aufbau wurde durch umfangreiche



Untersuchungen der letzten Jahrzehnte geklärt [SCRI 96] und kann hinsichtlich seiner unterschiedlichen chemischen Bestandteile bei Beton mit Gesteinskörnern, die nicht mit der Zementsteinmatrix reagieren, entsprechend Abbildung 2.2 in drei Hauptteile untergliedert werden.

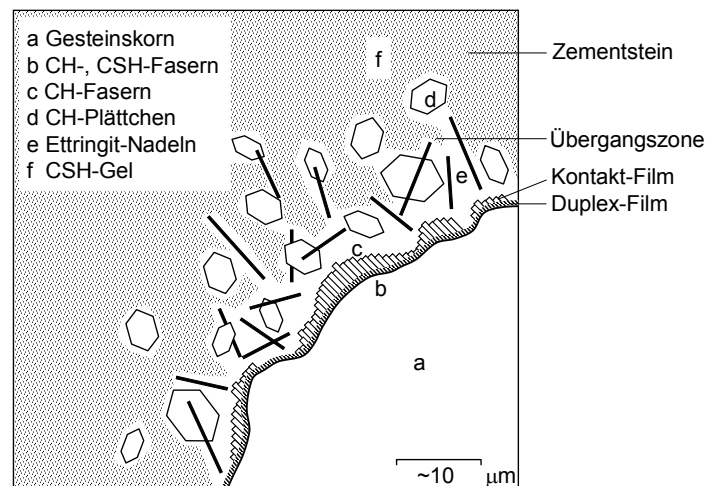


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung des chemischen Aufbaus der Kontaktzone.

In unmittelbarer Umgebung an der Gesteinskornoberfläche befindet sich ein nur wenige Mikrometer breiter Duplex-Film aus Calciumhydroxid (CH) auf der Kornseite und kurze Fasern aus CSH auf der Zementsteinseite. Daran schließt sich ein Film aus senkrecht zum Gesteinskorn ausgerichteten CH-Fasern an. Dieser Film wird oft als Kontakt-Film bezeichnet. Der darauf folgende Bereich, die sogenannte Übergangszone, zeichnet sich aus durch ein Gemisch aus Ettringit-Nadeln und relativ großen, hexagonalen CH-Plättchen.

Diverse Forscher haben die physikalischen Eigenschaften der Kontaktzone im Vergleich zu den Eigenschaften der Zementsteinmatrix analysiert. Als Untersuchungsparameter ist hier insbesondere der Volumenanteil an Poren zu nennen. Dieser weicht stark ab vom Porenanteil der Matrix aufgrund der deutlich unterschiedlichen Mikrostruktur. In einer Studie von Nemati, Scrivener und Monteiro [NEMA 98] wurden lastbeanspruchte Proben aus Normalbeton mit Wood's Metal, einem Metall mit einem sehr niedrigen Schmelzpunkt, verpresst und bei anschließend geschliffenen Probensegmenten die Verteilung des verpressten Materials untersucht. Hierbei konnte eine deutlich erhöhte Konzentration des Verpressmaterials, welches sich vorzugsweise in porösen Bereichen mit einem offenen Porensystem konzentriert, schon im unbelasteten Zustand der Probe im Bereich der Kontaktzone nachgewiesen werden (Abbildung 2.3, links). Untersuchungen von Scrivener und Bentur [SCRI 04] zum quantitativen Verlauf der Porosität mittels Elektronenmikroskopie bestätigen diese Ergebnisse (Abbildung 2.3, rechts). In dieser Studie wurde auch der Einfluss von Silikastaub auf die Beschaffenheit der Kontaktzone nachgewiesen, wobei die Silikastaubpartikel mit einem im Vergleich zu Zementpartikeln um den Faktor 100 kleineren Durchmesser von ca. 0,1 µm die ungünstige Packungsdichte der Zementpartikel ausgleichen und somit zu einer Verringerung der Porosität beitragen.

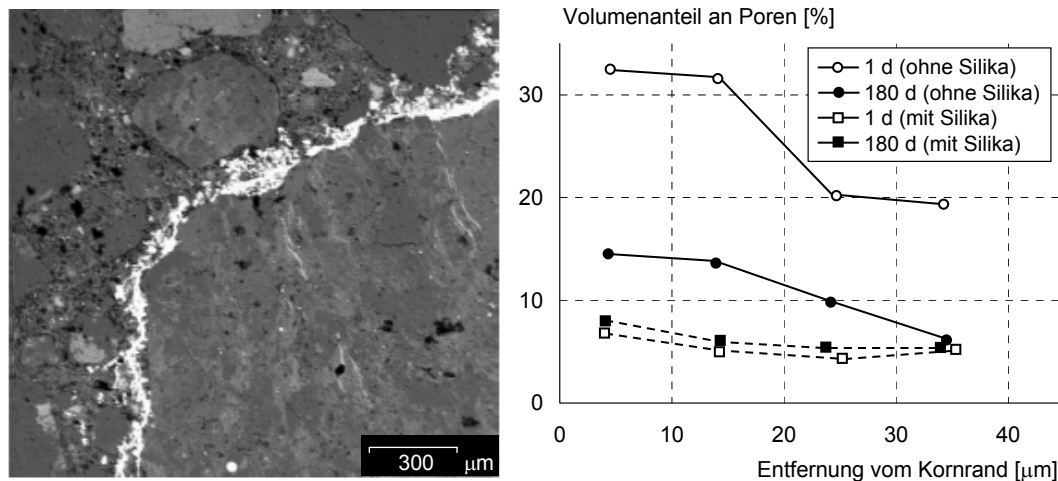


Abbildung 2.3: Nachweis erhöhter Porosität in der Kontaktzone mit Wood's Metall (links) und quantitativer Verlauf bei Beton mit und ohne Silikastaub (rechts) nach [NEMA 98] und [SCRI 04].

Neben diesem sogenannten Füller-Effekt findet eine puzzolanische Reaktion des Silikastaubes mit dem gebildeten Calciumhydroxid (CH) statt, und es bildet sich das viel festere Calciumsilikathydrat (CSH). Dieser Effekt wird zur Herstellung hochfester Betone genutzt, die aufgrund dieses Effektes und eines prinzipiell geringeren Wasserzementwertes eine im Vergleich zu Normalbeton dichtere und somit festere Kontaktzone aufweisen. Beim Leichtbeton absorbiert die leichte Gesteinskörnung aufgrund ihrer porösen Struktur einen Teil des Anmachwassers aus dem frischen Zementleim. Dies bewirkt einen verbesserten Haftverbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung im Vergleich zu Normalbeton. Wiederum andere Verhältnisse in der Kontaktzone liegen beim selbstverdichtenden Beton und bei Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung vor, was im Wesentlichen die Ursache in einer vom Normalbeton abweichenden Betonzusammensetzung bzw. einer anderen Beschaffenheit der Gesteinskörnung hat. Die Mikrostruktur der Kontaktzone und damit verbundene physikalische Eigenschaften sind prinzipiell abhängig von den Eigenschaften und dem Durchmesser des Gesteinskorns, der Eigenschaften des Zementleims und der Wechselwirkung zwischen beiden Phasen. Auch chemische Zusatzmittel und andere mineralische Zusatzstoffe neben Silikastaub können deren Ausbildung beeinflussen. Eine Übersicht zu den unterschiedlichen Einflussfaktoren findet sich in [BENT 96], [SCRI 96] und [PAUL 04].

Mit den heute zur Verfügung stehenden Messmethoden lassen sich mittlerweile auf sehr komfortable Art und Weise die chemische wie physikalische Beschaffenheit der Kontaktzone und deren Einflussgrößen ermitteln. Dagegen ist insbesondere die direkte Bestimmung ihrer mechanischen Eigenschaften problematisch, weil es nahezu unmöglich ist, diesen sehr kleinen Bereich isoliert von seiner Umgebung zu betrachten. Eine der wenigen Untersuchungsmethoden, bei denen die mechanischen Eigenschaften der Kontaktzone direkt ermittelt werden können, ist der sogenannte Microhardness Test, dessen Aussagekraft jedoch sehr begrenzt ist [MIND 96]. Da das Verbundverhalten zwischen der Gesteinskörnung und der Zementstein-

matrix nicht nur von den mechanischen Eigenschaften der Kontaktzone und dem damit verbundenen physikalischen und chemisch-physikalischen Verbund zwischen der Kontaktzone und der Gesteinskörnung, sondern auch der Kornverzahnung in Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit der Gesteinskörnung beeinflusst wird, ist es vielmehr nötig, das Verhalten im Verbund zu betrachten. Da auch hier die direkte Bestimmung im Gefüge nahezu unmöglich ist, wurden unterschiedliche Testmethoden entwickelt, bei denen das Verbundverhalten zwischen der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnung an entsprechenden Ersatzstrukturen unterschiedlicher Probengeometrien ermittelt wurde. Umfangreiche Zusammenstellungen hierzu finden sich zum Beispiel in [ALEX 96], [MIND 96], [VAN M 97] und [VERV 97]. Ziel der Untersuchungen ist hier die Ermittlung von Kennwerten hinsichtlich des Verbundverhaltens unter Beanspruchungsarten, wie sie typischer Weise in der Verbundzone im lastbeanspruchten Beton auftreten und auf diese in den folgenden Kapiteln detailliert eingegangen wird. Hierzu wurde die aufnehmbare Spannung bei zentrischer Zug-, Druck- wie Schubbeanspruchung und in neueren Studien die zugehörigen bruchmechanischen Kennwerte wie die Bruchenergie und die Bruchzähigkeit ermittelt. Frühe Studien von Hsu und Slate [HSU 63] zum Verbundverhalten bei zentrischer Zugbelastung ergaben eine charakteristische Abhängigkeit von der Gesteinsart und dem Wasserzementwert der Zementleim- bzw. Mörtelmatrix. Als Anhaltewert konnte hier eine im Vergleich zur Matrix um ca. 25-50 % reduzierte Zugfestigkeit der Verbundzone nachgewiesen werden. In einer neueren Studie haben Paulon, Dal Molin und Monteiro [PAUL 04] den Einfluss mineralischer Zusätze auf das Verbundverhalten zwischen einer Zementleimmatrix und Granit und dessen zeitlicher Verlauf bei zentrischer Zug- wie Schubbeanspruchung an zylinderförmigen Proben mit einem Durchmesser von 45 mm entsprechend Abbildung 2.4 untersucht.

Als Referenz dienten Untersuchungen an reinem Zementleim. Die Ergebnisse ergaben eine um 30 % bei Zugbeanspruchung und 40 % bei Schubbeanspruchung reduzierte Verbundfestigkeit bei einer Probe ohne mineralische Zusätze zwischen der 20 mm starken Zementleimmatrix und einer gesägten Granitoberfläche im Vergleich zum Verhalten des reinen Zementleims. Insbesondere durch die Zugabe von Silikastaub konnte das Verbundverhalten merklich verbessert werden, hier war die Verbundfestigkeit im Vergleich zum reinen Mörtel mit Silikastaub nur noch um 10 % bei Zugbeanspruchung und 15 % bei Schubbeanspruchung reduziert. Im Vergleich zur Probe ohne Silikastaub konnte die Verbundfestigkeit bei einer Zugbeanspruchung um 39 % erhöht werden. In Übereinstimmung mit Studien anderer Forscher hat die Silikazugabe einen merklich höheren Einfluss auf die Verbundfestigkeit als auf die reine Mörtelfestigkeit. Auch die wesentlich günstigere Flugasche hat einen positiven, wenn auch geringeren Einfluss auf die Verbundfestigkeit, hier ergab sich bei den dargestellten Untersuchungen eine Zunahme der aufnehmbaren Zugspannung um 24 %, wobei berücksichtigt werden muss, dass der Anteil an Flugasche doppelt so hoch gewählt wurde als die Silikazugabe. Der Vergleich von Ergebnissen mit gesägter und sandgestrahlter Granitsteinoberfläche ergab, dass dieser Einfluss verschwindend gering war, wobei die Frage nach dem Unterschied in der Rauigkeit beider Flächen unbeantwortet bleibt.

Auch Caliskan und Karihaloo [CALIS 04] haben in einer umfangreichen Studie an sogenannten Push-Out Proben, bestehend aus zylinderförmigen Gesteinseinschlüssen in einer Mörtelmatrix das Verbundverhalten zwischen der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix bei Schubbelastung untersucht. Variationsparameter waren die Art der Gesteinskörnung (Granit, Sandstein und Kalkstein) und deren Durchmesser sowie die Mischungszusammensetzung der Mörtelmatrix (normalfest, hochfest), weiterhin wurde der Einfluss der Rauigkeit der aus Blöcken gebohrten Gesteinszylinder untersucht. Eine Zusammenstellung charakteristischer Ergebnisse, welche bei einem Probenalter von 28 Tagen ermittelt wurden und eine Darstellung des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 2.5 gegeben.

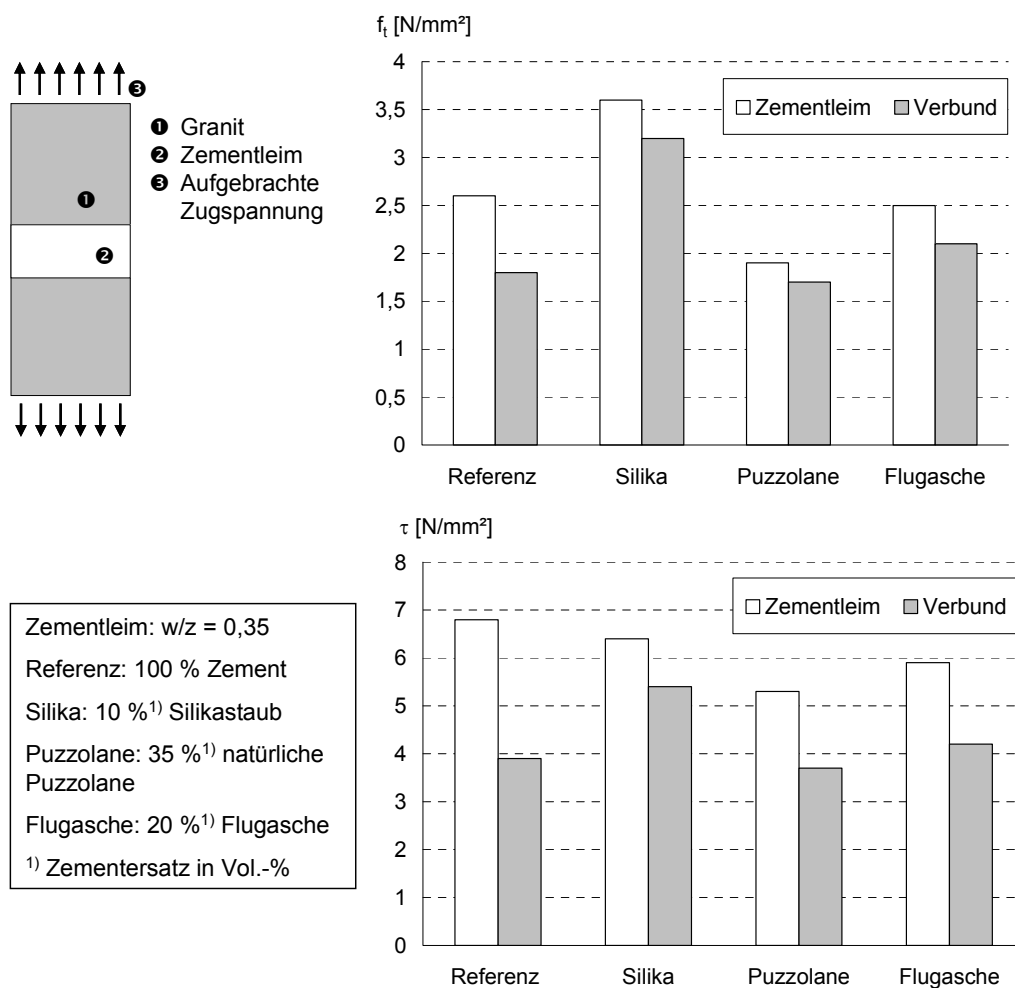


Abbildung 2.4: Einfluss mineralischer Zusätze auf die aufnehmbaren Spannungen von Zementleim bzw. der Verbundzone zwischen Zementleim und Granit bei Zug- bzw. Schubbeanspruchung bei einem Probenalter von 90 Tagen und einer gesägten Granitsteinoberfläche nach Paulon [PAUL 04].

Aus den Versuchsergebnissen ließ sich insbesondere eine signifikante Zunahme der aufnehmbaren Schubspannung mit zunehmender Kornrauigkeit vernehmen. So entsprach der ermittelte Wert der Kornrauigkeit beim Sandstein dem doppelten von Granit. Die aufnehmbare Schubspannung war im Falle einer Probe mit einer normalfesten Matrix und einem Sandstein-

einschluss um 43 % höher als bei einer Probe mit einer normalfesten Matrix und einem Graniteinschluss.

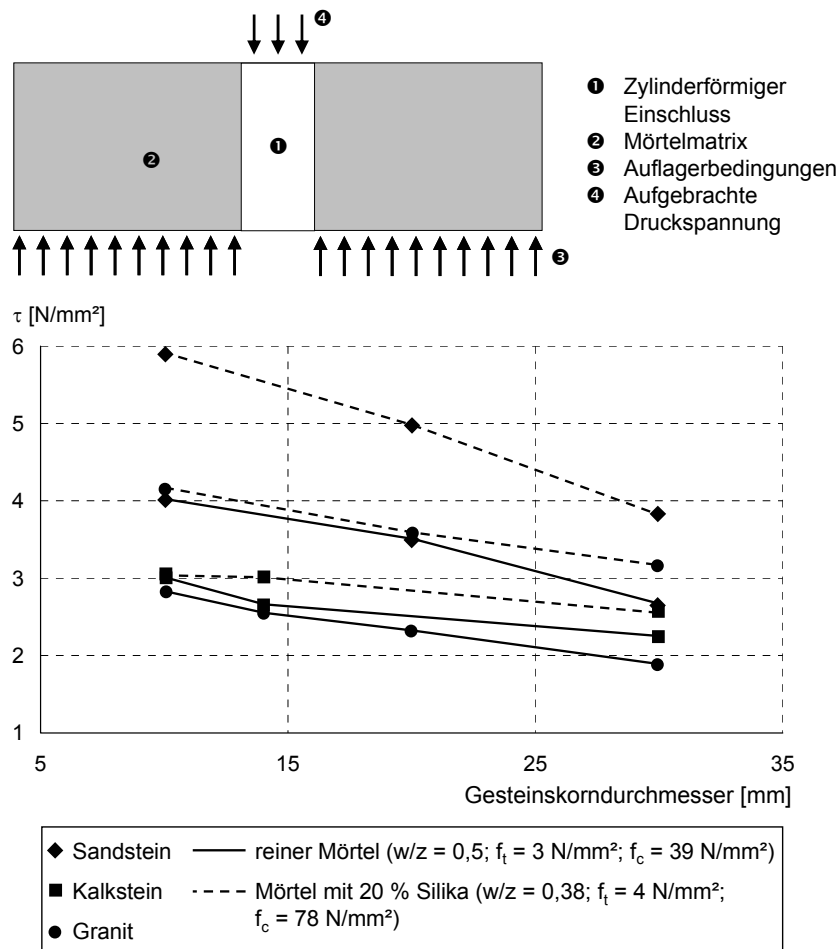


Abbildung 2.5: Verlauf der aufnehmbaren Schubspannung der Verbundzone zwischen unterschiedlicher Gesteinsarten und Mörtel in Abhängigkeit des Gesteinskorndurchmessers nach Caliskan und Karihaloo [CALIS 04].

Auch in dieser Studie konnte eine deutliche Verbesserung der Verbundeigenschaften bei Verwendung einer hochfesten Matrix, bei der 20 M.- % des Zements durch Silikastaub ersetzt wurde, im Vergleich zur normalfesten Matrix beobachtet werden. Diese betrug bei einem Sandsteineinschluss mit einem Durchmesser von 10 mm 45 % und beim Graniteinschluss gleicher Abmessung sogar 55 %. Dagegen war bei Einschluss aus Kalkstein kein Einfluss zu erkennen, dies erklären die Forscher mit dem negativen Einfluss des Silikastaubes auf die chemische Zusammensetzung der Kontaktzone bei Kalkstein. Diesen Effekt bestätigen ähnliche Untersuchungen von Mitsui [MITS 94]. Die prinzipielle Abnahme der aufnehmbaren Schubspannungen mit zunehmenden Korndurchmesser erklären die Forscher mit der damit verbundenen Zunahme der Porosität der Kontaktzone aufgrund der damit einhergehenden Zunahme des zuvor beschriebenen Wand-Effektes.

Die Untersuchungen an solchen Ersatzstrukturen stellen natürlich nur einen Kompromiss dar und können das wirkliche Verhalten im Beton nur bedingt wiedergeben, dazu streuen die Ver-

suchsergebnisse diverser Studien zu stark aufgrund unzähliger Einflussfaktoren bezüglich der Versuchsdurchführung bzw. der Materialzusammensetzung. Dies gilt insbesondere für Untersuchungen bruchmechanischer Kenngrößen. Viele Forscher fordern daher einen Standardtest zur Bestimmung des Verbundverhaltens.

### 2.1.2 Das Konzept des repräsentativen Volumenelements

Wie bereits dargelegt weist der makroskopisch homogene Werkstoff Beton auf Meso- wie Mikroebene eine ausgeprägte inhomogene Struktur auf, welche bei der Ermittlung effektiver Werkstoffeigenschaften wie zum Beispiel der Spannungsdehnungslinie, dem Elastizitätsmodul oder bruchmechanischen Kennwerten wie der spezifischen Bruchenergie gedanklich verschmiert werden. Jedoch ist die Messung dieser Werkstoffeigenschaften nur dann sinnvoll, wenn die Ergebnisse unabhängig vom konkreten Probekörper sind. Das Verhalten des Probekörpers muss also repräsentativ sein für das Verhalten des Werkstoffs. Neben messtechnischen Einflüssen spielt hier insbesondere die Größe des Volumens des untersuchten Probekörpers eine entscheidende Rolle. In diesem Zusammenhang wurde der Begriff des repräsentativen Volumenelementes eingeführt, welches definiert ist als ein werkstoffspezifisches minimales Volumen eines Probekörpers, dessen effektive Eigenschaften gerade noch als repräsentativ für das effektive Verhalten des Kontinuums angesehen werden können [NEMA 99]. Die Größe eines solchen repräsentativen Volumenelementes wird bestimmt durch die Abmessung der größten Defekte bzw. Inhomogenitäten, welche im Werkstoff statistisch homogen verteilt sein müssen. Bei Beton sind dies im unbelasteten Zustand die Gesteinskörnung mit ihrem charakteristischen Größtkorn und des weiteren durch Schwindprozesse initiierte Mikrorisse, deren maximale Abmessung vereinfacht der Abmessung des Größtkorns entspricht. Berücksichtigt werden müssen hier auch eventuelle Randeffekte aufgrund der Ausrichtung der Gesteinskörner am Probenrand bei geschalteten Proben. Ein weiterer Aspekt, welcher bei der Festlegung der Abmessung eines solchen repräsentativen Volumenelementes berücksichtigt werden muss und diese stark erschwert ist die bei mechanischer Beanspruchung von Beton einsetzende Schadenslokalisierung mit Defekten einer deutlich größeren Abmessung als die im unbelasteten Zustand vorhandenen Inhomogenitäten. Somit spielt die Abmessung dieser Lokalisierungszone bei der Definition des repräsentativen Volumenelementes eine entscheidende Rolle, aber auch diese steht in direktem Zusammenhang mit der Abmessung des Größtkorns. Als praktischer Anhaltewert für die Abmessung eines repräsentativen Volumenelementes bei Beton kann von einer Größenordnung des drei bis fünffachen Durchmessers des Größtkorns ausgegangen werden [TRUN 00] und ist somit bei Keramiken und polykristallinen Metallen im Vergleich zu Beton um den Faktor 1000 geringer [GROS 01].

Das Konzept des repräsentativen Volumenelementes stellt beim Werkstoff Beton prinzipiell nur einen Kompromiss dar, bei dem eine minimale Probenabmessung für die Ermittlung der für übliche Bemessungsaufgaben repräsentativer effektiver Werkstoffeigenschaften definiert wird mit dem Ziel, den Versuchsaufwand auf ein Minimum zu reduzieren. Umfangreiche Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass mit Zunahme der Probenabmessung die effektiven Werkstoffeigenschaften in charakteristischer Weise abnehmen und das am repräsentativen Volumenelement ermittelte Werkstoffverhalten nicht allgemeingültig ist. Aus dieser Beo-

bachtung heraus wurden diverse Maßstabsgesetze (Size Effect Laws) zur analytischen Beschreibung der experimentell ermittelten Größeneinflüsse und insbesondere zur Extrapolation auf experimentell nicht mehr zu leistende Größeneinflüsse erstellt, ein Überblick hierzu ist in [BAŽA 99] gegeben. Hierbei ist insbesondere das älteste Maßstabsgesetz in Form der Weakest Link Theory nach Weibull aus dem Jahre 1939 zu nennen, welches auf probabilistischen Überlegungen zu Defektverteilungen im Werkstoff basiert. Neuere Maßstabsgesetze sind die Size Effect Law (SEL) nach Bažant, welcher seiner Theorie die Energiefreisetzung in der Rissumgebung zugrundelegt und die auf der Berücksichtigung fraktaler Defektgeometrien basierte Multi-Fractal Scaling-Law (MFSL) nach Carpinteri.

## 2.2 Bruchmechanik zementgebundener Werkstoffe

### 2.2.1 Allgemeines

Zur Beurteilung des mechanischen Verhaltens eines Werkstoffes berücksichtigt die Kontinuumsmechanik Größen wie effektive globale Spannungen und Verzerrungen. Für die Beschreibung von Bruchvorgängen, also der vollständigen oder teilweisen Trennung des ursprünglichen Kontinuums in Form eines Risses, sind diese jedoch nicht ausreichend. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass diese Größen im Bereich eines Risses stark von den global ermittelten Werten abweichen. Hier ist eine genauere Beschreibung der mit Bruchvorgängen verbundenen Phänomene erforderlich, wie sie im Rahmen der Bruchmechanik stattfindet. Geometrisch lässt sich ein Riss zunächst beschreiben durch seine in der Regel spannungsfreien gegenüberliegenden Rissoberflächen und der Risspitze, an der der Riss endet. Zusätzlich beschreibt die Bruchprozesszone eine Region in der Umgebung der Risspitze mit den dort vorherrschenden komplexen mikromechanischen Schädigungsvorgängen. Ihre werkstoffspezifische Ausdehnung ist von essentieller Bedeutung für bruchmechanische Beschreibungen. Hinsichtlich der Evolution von Rissen können nach Irwin [IRWI 58] prinzipiell drei unterschiedliche Rissöffnungsarten entsprechend Abbildung 2.6 unterschieden werden.

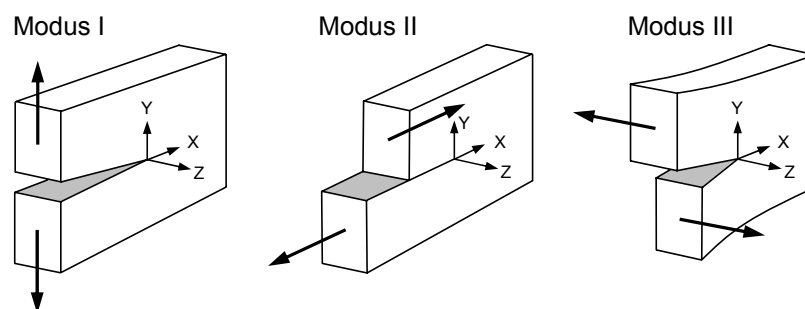


Abbildung 2.6: Mögliche Rissöffnungsarten nach IRWIN [IRWI 58].

Modus I beschreibt hierbei die Rissöffnung in Richtung der y-Achse. Dagegen tritt bei Modus II eine Relativverschiebung der Rissoberflächen in Richtung der x-Achse auf. Modus III beschreibt eine Relativverschiebung der Rissoberflächen in Richtung der z-Achse. Die Ausbreitungsrichtung ist in allen drei Fällen die Richtung der x-Achse. Irwin hat die Spannung im

Nahfeld des Risses für alle drei Rissöffnungsarten hergeleitet. Hierbei ist er von einem linear elastischen Werkstoffverhalten ausgegangen. Das zugrundeliegende Modell im Falle eines Modus I-Risses ist in Abbildung 2.7 wiedergegeben.

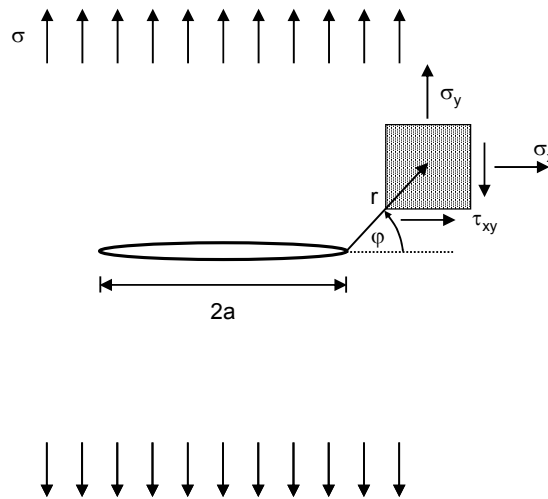


Abbildung 2.7: Modell eines Modus I-Risses nach Irwin.

Für Modus I lässt sich die Verteilung der Spannungen bei der vorliegenden Geometrie und im Falle einer aufgetragenen Spannung  $\sigma$  und eines ebenen Spannungszustandes folgendermaßen ermitteln:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\varphi}{2}\right) \begin{Bmatrix} 1 - \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \sin\left(\frac{3\varphi}{2}\right) \\ 1 + \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \sin\left(\frac{3\varphi}{2}\right) \\ \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \cos\left(\frac{3\varphi}{2}\right) \end{Bmatrix} \quad 2.1$$

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} \sqrt{2\pi r} \sigma_y (\varphi = 0) = \sigma \sqrt{\pi a} \quad 2.2$$

Die Intensität der resultierenden Spannung  $\sigma_y$  im Rissspitzenfeld wird anhand der von Irwin eingeführten modenabhängigen Spannungsintensitätsfaktoren (K-Faktoren), in diesem Fall  $K_I$  bestimmt. Anhand dieser kann dann der lokale Spannungszustand an der Risspitze ermittelt werden. Im Rahmen des hieraus entwickelten K-Konzeptes der linearen Bruchmechanik lassen sich dann folgende Bruchkriterien formulieren:

$$K_I = K_{Ic} \quad 2.3$$

Entsprechende Herleitungen ergeben sich in analoger Weise für Modus II und Modus III. Nach diesem Konzept kommt es zum Einsetzen des Rissfortschrittes, wenn der Spannungsintensitätsfaktor die experimentell ermittelbare werkstoffabhängige Bruchzähigkeit  $K_{Ic}$  erreicht. Bei diesem Konzept wird ein reines Werkstoffverhalten im Rahmen der Elastizitätstheorie vorausgesetzt. Eventuelle inelastische Prozesse im Bereich der Bruchprozesszone werden



hierbei vernachlässigt und müssen somit auf einen sehr kleinen Bereich reduziert sein, um das Rissverhalten mit hinreichender Genauigkeit durch diese Ansätze der linear-elastischen Bruchmechanik beschreiben zu können. Diese Voraussetzungen sind insbesondere bei ideal spröden Werkstoffen wie Glas und hochfesten Stählen gegeben. Bei der Belastung eines duktilen Werkstoffs tritt dagegen im Bereich der Risspitze eine ausgeprägte Zone plastischer Verformungen ein. In diesem Fall hat das Konzept der linearen Bruchmechanik seine Grenzen erreicht, da die inelastischen Prozesse im Bereich der Bruchprozesszone hier nicht mehr vernachlässigt werden können. Die Erarbeitung entsprechender Konzepte und Parameter zur Berücksichtigung plastischer Verformungen im Bereich der Bruchprozesszone ist Gegenstand der Anfang der 60er Jahre eingeführten elastisch-plastischen Bruchmechanik.

Ein einfaches Modell zur Berücksichtigung einer kohäsiven plastischen Zone bei reiner Modus I-Belastung ist das Dugdale-Modell und das darauf aufbauende Dugdale-Barrenblatt-Modell, bei dem die Ausdehnung dieser Zone in Form einer fiktiven Rissverlängerung des ursprünglichen Risses um die Länge  $f$  dieser Zone abgebildet wird. Dieser fiktive Riss wird im Falle des Dugdale-Modells mit einer konstanten Fließspannung  $\sigma_f$  belastet. Hierdurch wird die Aufgabe auf das rein elastische Problem eines Risses zurückgeführt. Durch Superposition dieser beiden Belastungsfälle „einaxialer Zug“ durch  $\sigma$  und „Rissflankenbelastung“ durch  $\sigma_f$  lassen sich dann in analoger Weise zur Vorgehensweise nach Irwin die lokalen Spannungsverteilungen am Nahfeld des Risses ermitteln mit den Spannungsintensitätsfaktoren

$$\begin{aligned} K_{I\sigma} &= -\frac{2}{\pi} \sigma_f \sqrt{\pi(a+f)} \arccos\left(\frac{a}{a+f}\right) \\ K_{I\sigma_f} &= \sigma \sqrt{\pi(a+f)} \end{aligned} \quad 2.4$$

für die jeweiligen Belastungszustände  $\sigma$  und  $\sigma_f$  [GROS 01]. Die Abmessung  $f$  des fiktiven Risses bzw. der plastischen Zone lässt sich dann anhand der Bedingung  $K_{I\sigma} + K_{I\sigma_f} = 0$  ermitteln. Das Dugdale-Barrenblatt-Modell unterscheidet sich vom Dugdale-Modell darin, dass im Bereich des fiktiven Risses mit der Länge  $f$  nicht eine konstante Fließspannung  $\sigma_f$  herrscht, sondern sich eine variable werkstoffspezifische Spannungsverteilung  $\sigma(x)$  entsprechend Abbildung 2.8 einstellt. Hieraus ergeben sich die Spannungsintensitätsfaktoren zu

$$\begin{aligned} K_{I\sigma} &= 2 \sqrt{\frac{a+f}{\pi}} \int_a^{a+f} \frac{\sigma(x)}{\sqrt{(a+f)^2 - x^2}} dx \\ K_{I\sigma_f} &= \sigma \sqrt{\pi(a+f)} \end{aligned} \quad 2.5$$

Bei diesen Modellen wird für Modus I und in analoger Weise für Modus II und III das Bruchkriterium

$$J_I = J_{Ic} \quad 2.6$$

herangezogen mit dem  $J_I$ -Integral

$$J_I = \int_a^f \frac{\delta \sigma}{\delta x} \frac{\delta w}{\delta x} dx \quad 2.7$$

als Maß der Belastung des Rissspitzenfeldes und der experimentell zu ermittelnden werkstoff-spezifischen kritischen Größe  $J_{Ic}$ .

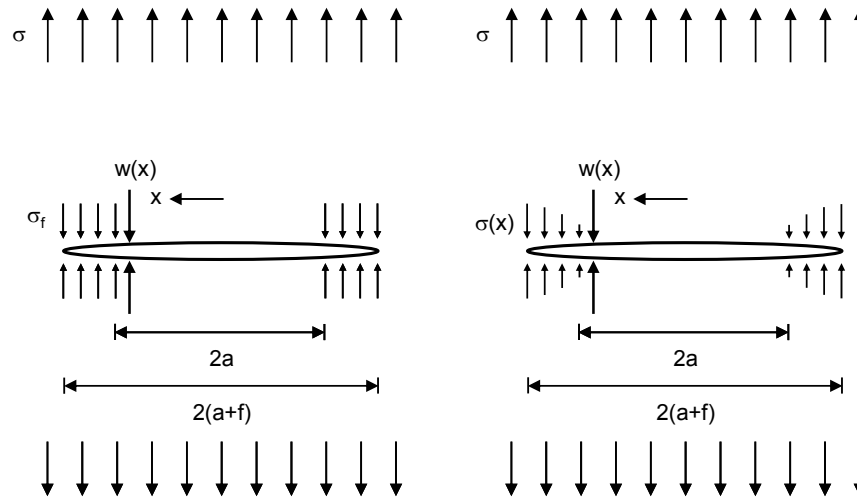


Abbildung 2.8: Modell eines Risses nach dem Dugdale-Modell (links) und dem Dugdale-Barrenblatt-Modell (rechts) im Modus I.

### 2.2.2 Modellansätze zum bruchmechanischen Verhalten

Das Modell von Dugdale-Barrenblatt stellt die Grundlage für das von Hillerborg [HILL 76] vorgeschlagene Fictitious Crack Model (FCM) zur Beschreibung des Bruchverhaltens zementgebundener Werkstoffe dar. Bei diesem Modell wird die für zementgebundene Werkstoffe charakteristische Prozesszone analog zur Vorgehensweise bei dem Dugdale- bzw. Dugdale-Barrenblatt-Modell in Form eines fiktiven Risses beschrieben. Im Gegensatz zum elastisch-plastischen Werkstoffverhalten mit einer konstanten Fließspannung im fiktiven Riss geht Hillerborg von einem komplexeren Spannungsverlauf  $\sigma(x)$  im Bereich der Prozesszone aus. Er legt seinem Modell die anhand verformungsgesteuerter zentrischer Zugversuche gewonnene Spannungsrissoffnungsbeziehung  $\sigma(w)$  mit einem sukzessiven Entfestigungsverhalten nach Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  entsprechend Abbildung 2.9 zugrunde. Diese lässt sich nach Hillerborg von der über die gesamte Probenlänge erfasste Spannungsverschiebungslinie  $\sigma(\delta)$  durch Eliminieren der elastischen Entlastungsanteile ableiten. Hillerborg unterteilt somit das makroskopische Verhalten einer Probe in ein charakteristisches nichtlineares Verhalten im Bereich des fiktiven Risses und ein rein linear elastisches Verhalten im ungerissenen Bereich.

In Anlehnung an die Vorgehensweise nach dem Dugdale-Barrenblatt-Modell lassen sich so die Spannungen im Nahfeld des Risses bestimmen. Als Bruchkriterium zieht Hillerborg in Analogie zum J-Integral die spezifische Bruchenergie  $G_f$  heran, welche der Fläche unter diesen Spannungs-Rissoffnungsbeziehungen nach Abbildung 2.9 entspricht.

Sie beschreibt die auf die Länge des fiktiven Risses bezogene und zum Einsetzen des Rissfortschrittes erforderliche spezifische Energie:

$$G_f = \int_0^{w_f} \sigma(w) dw \quad 2.8$$

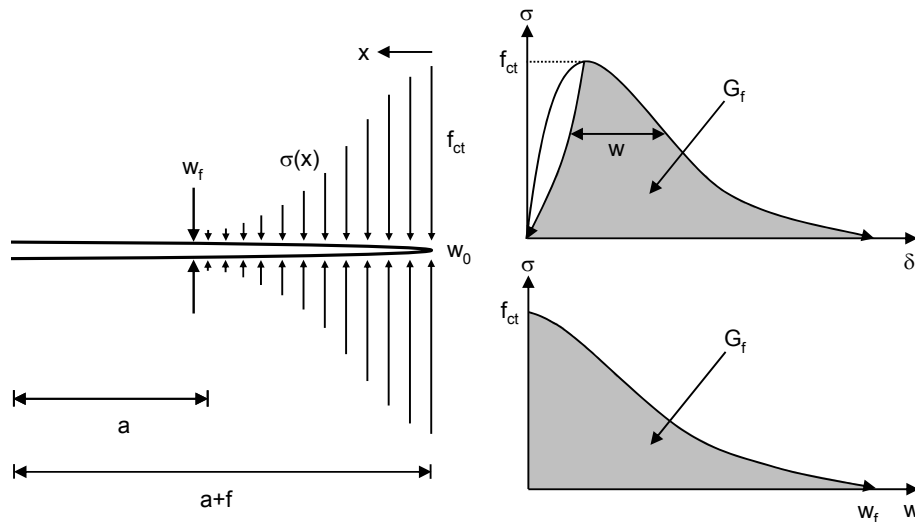


Abbildung 2.9: Fictitious Crack Model (FCM) nach Hillerborg.

Die spezifische Bruchenergie  $G_f$  und die damit einhergehende kritische Rissweite  $w_f$  werden hier als Werkstoffparameter betrachtet, deren Größe unabhängig von der Probenlänge ist. Ab einer gewissen Messlänge stellt sich nach analytischen Untersuchungen von Hordijk [HORD 91] jedoch ein Snap-Back-Verhalten ein, bei dem die Steigung der Spannungsverschiebungsbeziehung im Entfestigungspfad einen negativen Wert erreicht (Abbildung 2.10).

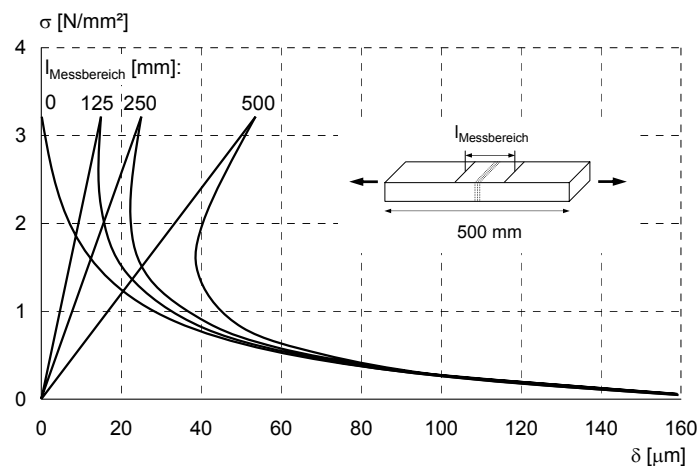


Abbildung 2.10: Charakteristischer Verlauf der Spannungsverschiebungskurve in Abhängigkeit der Abmessung des Messbereichs nach Hordijk [HORD 91].

Hieraus kann unter Voraussetzung eines idealisierten bilinearen Verlaufs der Spannungsdehnungsbeziehung eine werkstoffspezifische kritische Messlänge  $l_{krit}$  abgeleitet werden, bei der dieses Phänomen gerade nicht auftritt:

$$l_{krit} = \frac{2 \cdot E \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad 2.9$$

Diese Größe, abhängig vom Elastizitätsmodul  $E$ , der zentrischen Zugfestigkeit  $f_c$  und der spezifischen Bruchenergie  $G_f$  ist wichtig zur Festlegung, ab welcher Messlänge ein stabiles Entfestigungsverhalten im Sinne einer mathematisch eindeutigen Spannungsrissoffnungsbeziehung ermittelt werden kann. Hierbei muss sichergestellt sein, dass sich der Riss im Messbereich einstellt. Bei ungekerbten Zugproben mit gleichbleibendem Querschnitt über die Probenhöhe entspricht diese kritische Messlänge also der Probenlänge. Denn prinzipiell lassen sich die von Hordijk analytisch ermittelten Spannungsverschiebungsbeziehungen experimentell nur aufnehmen, wenn die Verformungskontrolle im Bereich der max. Verformung stattfindet, wie es z.B. bei gekerbten Proben der Fall ist. Ist dies nicht der Fall, so ist es ein unerlässliches Kriterium für die korrekte Ermittlung dieser Werkstoffeigenschaften, dass bei der Messung der Verformungen die charakteristische Länge als Maß der Stabilität des durchgeführten Versuches berücksichtigt wird.

Bažant und Oh [BAŽA 83] entwickelten das dem Fictitious Crack Model (FCM) sehr ähnliche Crack Band Model (CBM). Es unterscheidet sich darin, dass sie im Gegensatz zu Hillerborg, der seinem Modell einen linienförmigen Riss einer ursprünglichen infinitesimalen Breite zugrundelegt, eine Rissbandbreite einer definierten Abmessung berücksichtigen. Dieses Modell ist relativ einfach in Finite Element Programme zu implementieren, da durch die Definition der Rissbandbreite die Überführung der Spannungsrissoffnungsbeziehung in eine für die Finite Element Rechnung benötigte Spannungsdehnungsbeziehung ermöglicht wird, wie es wie es bei dem im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten Finite Element Programm DIANA erfolgt. Zur Gewährleistung der Netzunabhängigkeit der numerischen Ergebnisse wird die Rissbandbreite jedoch der Elementgröße angepasst und wird somit zu einer variablen Größe. Die Abmessung der Rissbandbreite beträgt nach Bažant und Oh dem dreifachen Wert des Größtkorndurchmessers. Dies entspricht der damit einhergehenden Definition der Rissbandbreite aus Sicht einer makroskopischen Betrachtungsebene. Hierbei wird die Prozesszone definiert als eine Zone fein verteilter Mikrorisse, welche aufgrund ihrer räumlichen Verteilung nicht vollständig miteinander verbunden sind und somit eine Spannungsübertragung in dieser Zone ermöglichen. Dies erklärt das charakteristische Entfestigungsverhalten in dieser Zone eines sogenannten fiktiven Risses. Erst wenn sich diese feinen Mikrorisse zu einem definierten Makroriss vereinigen, kommt es zum vollständigen Versagen des Querschnitts.

Van Mier [VAN M 91] hat die Rissprozesszone für unterschiedliche Betone bzw. Mörtel optisch mittels Fluoreszenzmikroskopie an Flächen von in Belastungsrichtung geschnittener Scheiben gekerbter Zugproben untersucht, welche mit einem fluoreszierenden Epoxydharz verpresst waren. Die optischen Untersuchungen fanden im entlasteten Zustand nach einer für alle Proben konstanten Vordehnung statt. Abbildung 2.11 zeigt die Ausbildung von Rissbän-

dern in Abhängigkeit der verwendeten Gesteinskörnung und ihres Durchmessers sowie der Matrixfestigkeit. Diese Darstellung entspricht der Projektion der Rissmuster in den verschiedenen Scheiben. Hierbei ergab sich eine charakteristische Abhängigkeit der Rissbandbreite von dem Größtkorndurchmesser mit einer gemittelten maximalen Abmessung der Rissbandbreite in der Größenordnung des Größtkorndurchmessers. Der Einfluss der Matrixfestigkeit ist hier gering.

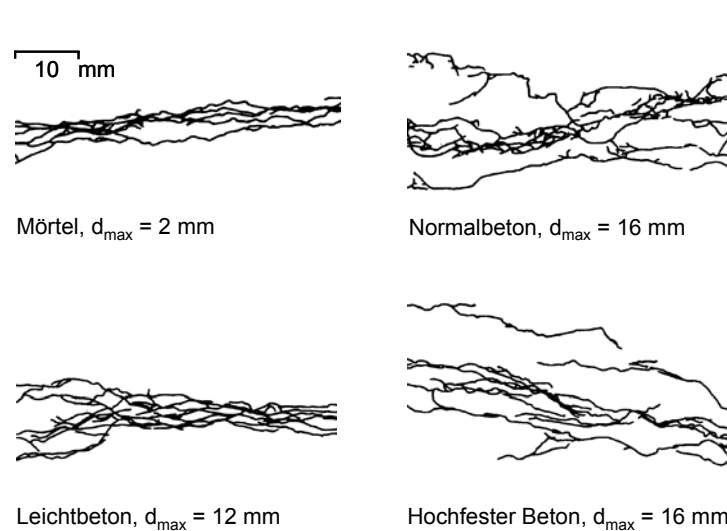


Abbildung 2.11: Ausbildung von Rissbändern in Abhängigkeit der verwendeten Gesteinskörnung und der Matrixfestigkeit nach Untersuchungen von Van Mier [VAN M 91].

Die Betrachtung der Originalaufnahme des Rissbildes in Abbildung 2.12 erklärt den Zusammenhang. Bei Beton bzw. Mörtel mit einer normalen Gesteinskörnung kommt es zunächst in einer relativ schwachen Zone, in der Regel im Verbundbereich zwischen Gesteinskorn und Zementsteinmatrix, zur Rissbildung. Aufgrund der Inhomogenität des Gefüges bleibt die Rissrichtung unter zunehmender Belastung jedoch nicht konstant. Eine auf ein Gesteinskorn treffende Mikrorissfront wird zunächst gebremst und kann nur um das Gesteinskorn herum fortschreiten, dies ist verbunden mit entsprechenden Reibungsvorgängen bzw. es kommt zur energetisch günstigeren Initiierung weiterer Mikrorisse in diesem Bereich. Aufgrund dieses Effektes können bereichsweise noch Spannungen übertragen werden. Dabei kann es auch zur Mikrorissüberlappung im Mörtel oder oberhalb und unterhalb des Kornes kommen, sodass über die eingeschlossenen Ligamente noch Spannungen übertragen werden können („Crack Face Bridging“).

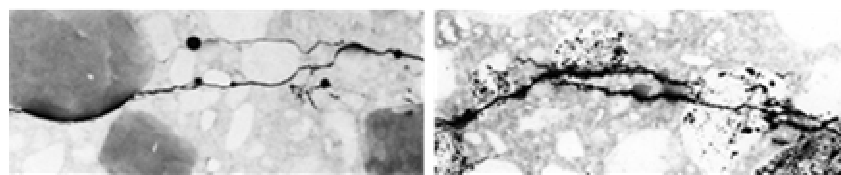


Abbildung 2.12: Mikrorissüberbrückende Effekte bei Beton mit normaler Gesteinskörnung (links) und leichter Gesteinskörnung (rechts) nach [VAN M 91].

Bei Beton mit leichter Gesteinskörnung schreitet die Rissfront in das Korn und wird dort in Abhängigkeit der Mikroinhomogenität des Gesteinskorns abgebremst und umgelenkt. In beiden Fällen wird die Breite des Rissbandes durch die Abmessung des Größtkorns begrenzt.

Eingangsparameter für die beiden dargestellten bruchmechanischen Modelle FCM und CBM sind der Elastizitätsmodul und die Spannungsrißöffnungsbeziehung und die daraus zu ermittelnde spezifische Bruchenergie  $G_f$ . Prinzipiell wurde beim FCM von einem einaxialen zentrischen Zugversuch mit starren Lastplatten zur Ermittlung dieser Parameter ausgegangen. Da die Versuchsdurchführung zur korrekten Bestimmung dieser Parameter sehr aufwendig ist, werden sie daher vorzugsweise anhand eines 3-Punkt-Biegezugversuchs an gekerbten Proben nach RILEM [RILE 85] ermittelt, die neben einer einfacheren Handhabung der Testdurchführung ein stabileres Risswachstum ermöglichen. Weitere Testmethoden sind der CT-Versuch (Compact Tension Test) und der Keilspaltversuch. Diese Versuche müssten jedoch streng genommen einer inversen Analyse unterzogen werden.

Die Größe der spezifischen Bruchenergie ist in charakteristischer Weise abhängig von der Betonzusammensetzung, wie in umfangreichen Studien nachgewiesen wurde [HILL 77], [LINS 86], [WITT 87] [WITT 02]. Wichtige Einflussgrößen sind insbesondere die Abmessung des Größtkorns und die Zugfestigkeit der Matrix. Im CEB-FIP Model Code 1990 [CEB 90] wird zum Beispiel folgender Zusammenhang vorgeschlagen

$$G_f = \alpha f_{ck}^{0,7} \left[ \frac{N}{mm} \right]$$

$$\alpha = 0,004 \text{ für } d_{max} = 8mm$$

$$\alpha = 0,006 \text{ für } d_{max} = 16mm$$

$$\alpha = 0,01 \text{ für } d_{max} = 32mm$$
2.10

mit der charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{ck}$  in  $N/mm^2$ . Für die Beschreibung des Verlaufes der Spannungsrißöffnungsbeziehung wurden im Laufe der letzten Jahrzehnte ebenfalls verschiedene Ansätze entwickelt. Die Einfachsten beruhen auf einer linearen bzw. bilinearen Approximation des Verlaufes der Spannungsrißöffnungsbeziehung. Einer der bekanntesten und bei Finite Element Methoden heutzutage am häufigsten verwendete Ansatz ist der auf umfangreichen Versuchdaten an zentrischen Zugversuchen gekerbter Betonproben basierende Ansatz nach Cornelissen, Hordijk und Reinhardt mit einem exponentiellen Kurvenverlauf [CORN 86] entsprechend

$$\sigma(w) = f_{ct} \left[ \left( 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_0} \right)^3 \right) e^{-c_2 \frac{w}{w_0}} \right] - f_{ct} \left[ \frac{w}{w_0} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \right] \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

$$c_1 = 3,0$$

$$c_2 = 6,93$$

$$w_0 = 0,16 mm$$
2.11

Die spezifische Bruchenergie mit einer Größe von 0,05 bis 0,2  $N/mm$  für Normalbeton stellt letztendlich eine über lokale spezifische Bruchenergien im fiktiven Riss gemittelte Größe dar.

Auch sie ist einem Maßstabsgesetz unterworfen, wobei neben der Probenhöhe auch die Probentiefe wie Probenbreite eine maßgebliche Rolle spielen und bei gekerbten Proben die relative Kerbtiefe [WITT 90], [TRUN 00]. So ist die spezifische Bruchenergie bei einer Probenabmessung unterhalb des repräsentativen Volumens im Gegensatz zur Festigkeit deutlich reduziert. Dies liegt darin begründet, dass rissüberbrückende und rissbremsende Effekte erst bei einer gewissen Probenabmessung, bei der sich eine Bruchprozesszone vollständig ausbilden kann, ihre Wirksamkeit erlangen.

Das Fictitious Crack Model sowie das Crack Band Model sind Ausgangspunkt für das von Markeset und Hillerborg [MARK 95] entwickelte Compressive Damage Zone Model (CDZ) zur Beschreibung des bruchmechanischen Verhaltens von Beton bei äußerer Druckbeanspruchung. Hierbei setzt sich die global ermittelte Spannungsverschiebungslinie aus einem linear-elastischen Anteil in ungerissenen Bereich, einer Spannungsrissoffnungsbeziehung aufgrund von Spaltrissen senkrecht zur Belastungsrichtung im gerissenen Bereich und einer zusätzlichen Spannungsrissoffnungsbeziehung aufgrund von Schubgleitungen, ebenfalls im gerissenen Bereich, zusammen. Durch eine Vorgabe der Abmessung des gerissenen Bereiches als Regularisierungsinstrumentarium und der Bestimmung der spezifischen Bruchenergie  $G_c$  lassen sich diese Kurven dann in Analogie zum Crack Band Model in eine für numerische Rechnungen erforderliche Spannungsdehnungslinie überführen. Nach Markeset beträgt die Abmessung des gerissenen Bereiches der 2-2,5-fachen Abmessung der kleinsten lateralen Abmessung der Probe. Nach Untersuchungen von Vonk [VONK 92] entspricht die spezifische Bruchenergie  $G_c$  für Normalbeton dem 100 bis 500-fachen Wert der spezifischen Bruchenergie  $G_f$ .

Die dargestellten Modelle wurden zunächst zur Beschreibung des bruchmechanischen Verhaltens zementgebundener Werkstoffe aus makroskopischer Sichtweise entwickelt. Es stellt sich die Frage, inwiefern sie sich in analoger Weise für die Modellierung bruchmechanischer Prozesse auf der Mesoebene heranziehen lassen, wenn entsprechende Parameter angepasst werden.

## **2.3 Mikromechanisches Verhalten von Beton**

### **2.3.1 Allgemeines**

Die zuvor beschriebenen bruchmechanischen Modellansätze liefern Methoden zur Beschreibung von Bruchvorgängen auf der Ebene des Makrogefüges. Der quantitative Einfluss des Mikro- und Mesgefüges mit den für die Rissinitiierung verantwortlichen Inhomogenitäten, die die im Modell vorhandene Kerbe darstellen, ist durch experimentell ermittelte Bruchparameter in verschmierter Form berücksichtigt. Diese Parameter müssen jedoch streng genommen für jeden Beton, für dessen Zusammensetzung diese in entsprechenden Modellen nicht berücksichtigt sind, neu ermittelt werden. Diese Betrachtungsweise ermöglicht die Beschreibung des makroskopischen Verhaltens von Beton in phänomenologischer Art und Weise, sie führt jedoch zu keinem besseren Verständnis der im Werkstoff ablaufenden Prozesse und deren Abhängigkeiten.

Die Aufgabe mikromechanischer Untersuchungen und Modellbildungen ist daher eine quantitative Beschreibung des Verformungs- und Spannungsfeldes und der daraus resultierenden Rissinitiierung und Rissausbreitung auf der Ebene des Mikro- bzw. Mesogefüges und deren Einfluss auf das effektive Werkstoffverhalten.

### 2.3.2 Experimentelle Untersuchungen

Zur Ermittlung mikromechanischer Prozesse im Gefüge von Beton gibt es mehrere experimentelle Möglichkeiten. Unterschieden werden kann zwischen direkten und indirekten Verfahren. Bei den direkten Verfahren werden die auftretenden Veränderungen sichtbar gemacht. Bei den indirekten Verfahren werden physikalische Effekte genutzt, welche in einem bekannten Zusammenhang mit Veränderungen im Gefüge stehen.

Bei den direkten Verfahren haben sich heute die Mikroskopie imprägnierter Proben, die Tomographie und das Verfahren der digitalen Bildkorrelation etabliert. Stroeve, siehe [VAN M 97] studierte die Mikrorissbildung im druckbeanspruchten Beton anhand Untersuchungen mittels optischer Mikroskopie an Dünnschliffen, welche mit einem fluoreszierendem Spray präpariert wurden. Mit seinen Untersuchungen wies er insbesondere die Entstehung von stufelförmigen Rissen in der Matrix in der Umgebung des Gesteinskorns als Folge einer Schubbeanspruchung der Matrix beim Abgleiten entlang der Gesteinskörnung nach (siehe Abbildung 2.13). Dies erklärt die von ihm und anderen Wissenschaftlern beobachtete Ausbildung von Schubkegel beim Versagen.

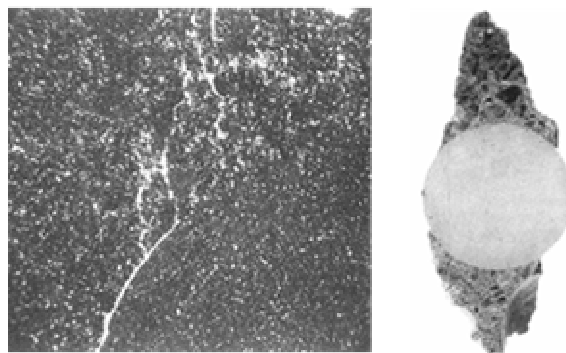


Abbildung 2.13: Experimenteller Nachweis des Schubversagens nach Stroeve, siehe [VAN M 97].

Van Mier [VAN M 91] hat die Mikrorissbildung für unterschiedliche Betone bzw. Mörtel optisch mittels Fluoreszenzmikroskopie an Flächen von in Belastungsrichtung geschnittener Scheiben gekerbter Zugproben untersucht, welche mit einem fluoreszierenden Epoxydharz verpresst waren (siehe Kapitel 2.2.2). Er detektierte charakteristische Phänomene der Rissverzweigung und Rissüberlappung von Verbundrissen und Matrixrissen und wies Kornrisse bei Verwendung leichter Gesteinskörnung nach. Vonk [VONK 92] studierte mit der gleichen Technik die Mikrorissbildung im druckbeanspruchten Normalbeton. Dabei konnte er ausgeprägte Rissmuster in Abhängigkeit der Probengeometrie und der verwendeten Lastplatten nachweisen. Auch er detektierte Verbundrisse, die sich sukzessive in der Matrix fortpflanzen,



wobei die Rissbildung hauptsächlich im Bereich größerer Gesteinskörner stattfand. All diese optischen Untersuchungen fanden im entlasteten Zustand nach einer aufgebrachten Belastung statt. Bei der Präparation der Proben besteht jedoch die Gefahr einer zusätzlichen Erzeugung von Rissen oder einem teilweise Schließen der unter Belastung hervorgerufenen Risse als Folge der notwendigen Entlastung. Daher imprägnierte Nemati [NEMA 98] Proben aus Normalbeton und hochfestem Beton während des Belastungszustandes. Diese wurden einaxialer Druckspannung unterschiedlicher Belastungsstufen unterworfen, wobei auch Untersuchungen bei Querdehnungsbehinderung erfolgten. Er verwendete als Verpressmaterial Wood's Metal in der flüssigen Phase bei einer Temperatur von 80°. Hierfür mussten die Proben jedoch auf eine Temperatur von ca. 40° erhitzt werden. Die jeweilige Last wurde so lange aufgebracht, bis das Verpressmaterial sich verfestigte. An geschnittenen Probenscheiben wurden dann optische Untersuchungen mit einem Rasterelektronenmikroskop durchgeführt. Mit dieser Methode konnte die Porosität der Kontaktzone (siehe Abbildung 2.2) sowie Schwindrisse im unbelasteten Beton nachgewiesen werden, die jedoch auch von der Erhitzung der Proben herrühren könnten. Unter zunehmender Druckbelastung stellten sich im Beton zunächst Verbundrisse ein. Bei höherer Belastung von 70 % der Bruchlast bei Normalbeton und 90 % der Bruchlast für hochfesten Beton pflanzten sich diese Risse in der Mörtelmatrix fort. Während sich diese bei Normalbeton in charakteristischer Art verästelten und an den Gesteinskörnern abgelenkt wurden, stellten sich beim hochfesten Beton geradere Risse in Lastrichtung ein, die teilweise durch die Gesteinskörner verliefen. Beim hochfesten Beton war die Bildung von Verbundrissen deutlich reduziert. Eine Querdehnungsbehinderung führte zu einer Verringerung der Verbundrissbildung und derer Aufweitung. Weiterhin konnte die Rissbildung an Poren detektiert werden.

Die bisher erläuterten Untersuchungen liefern Informationen zu temporären Zuständen unter definierten Belastungszuständen, sie erlauben jedoch nicht die Beobachtung von Veränderung an der gleichen Probe. Dies erreichte Landis [LAND 99], [LAND 05] anhand parallel zur sukzessiven Belastung von Mörtelzylindern durchgeführter Mikrotomographieuntersuchungen. Diese Technik ermöglicht die Untersuchung räumlicher Veränderungen im Gefüge. Diese Proben wurden verformungsgesteuerter einaxialer Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- bzw. Wiederlastung unterworfen. Aufgrund der Versuchstechnik war die Probengröße auf einen Durchmesser und eine Höhe von 4 mm reduziert. Diese Untersuchungen liefern den Verlauf der Mikrorissbildung und -fortpflanzung unter zunehmender Druckbeanspruchung mit einer Beobachtungsgrenze von wenigen Mikrometern, die sich direkt aus der Größe des Beobachtungsfeldes ergibt. Abbildung 2.14 zeigt charakteristische Rissbilder für drei unterschiedliche Belastungszustände. Es stellten sich Risse mit einer Rissweite im Bereich der Beobachtungsgrenze von wenigen Mikrometern bis zu mehreren tausend Mikrometern ein. In Analogie zum Verhalten von Beton finden auch hier Verbundbrüche und charakteristische Rissverzweigungen und Rissüberlappungen in der Matrix statt.

Eine ähnliche Methodik haben Trtik und Van Mier [TRTI 05] zur Untersuchung der Rissbildung in Zementleim angewandt. Ihre Untersuchungen fanden mit einer deutlich höheren Auflösung an Proben mit einem Durchmesser von 0,5 mm statt. Hierdurch war es möglich, hydra-

tisierte von unhydratisierten Zementpartikeln zu unterscheiden. Risse wurden mit Hilfe einer Indentationstechnik induziert. Anhand der Tomographieuntersuchungen konnten verzweigte Risse in den unhydratisierten Zementpartikeln detektiert werden. Bei einer Pixelgröße von  $0,35\text{ }\mu\text{m}$  ließen sich Risse mit Rissweiten ab  $1\text{ }\mu\text{m}$  sicher bestimmen.

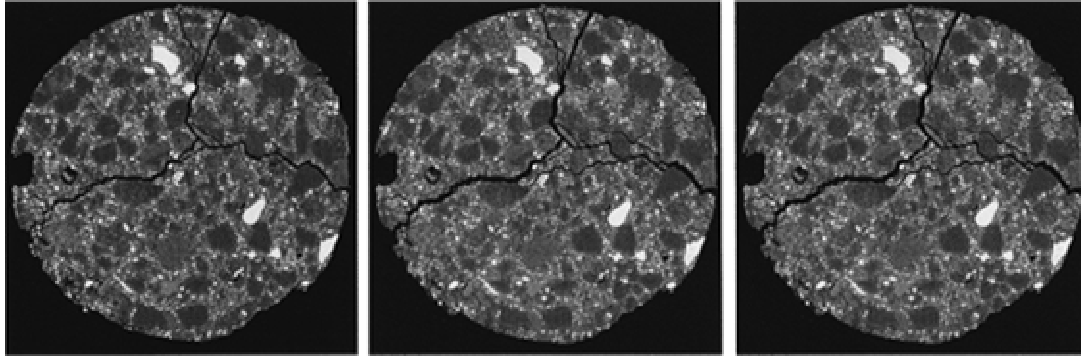


Abbildung 2.14: Mikrorissbildung und -fortpflanzung senkrecht zur aufgebrachten zentrischen Druckbeanspruchung von Mörtelzylindern mit einem Durchmesser von 4 mm [LAND 99].

All diese Untersuchungen liefern wichtige Informationen zu charakteristischen Rissprozessen und ermöglichen eine Quantifizierung derer. Eine flächenhafte Analyse von Verformungsfeldern ist nicht möglich. Nur durch Vorgabe eines geschätzten oder durch die Beobachtungsgrenze vorgegebenen Schwellenwertes wird zwischen gerissenem und ungerissenem Zustand unterschieden, der Übergang kann nicht abgebildet werden. Dies ist jedoch insbesondere für die Charakterisierung des Rissspitzenfeldes von essentieller Bedeutung. Van Mier schließt aus seinen Untersuchungen, dass die Definition einer „wahren“ Rissspitze im stark inhomogenen Beton sehr schwierig oder sogar unmöglich ist [VAN M 97].

Lusche [LUSC 72] ermittelte als einer der ersten die Verteilung von Dehnungen und Spannungen an betonähnlichen Ersatzstrukturen mit Hilfe einer spannungsoptischen Methode. Eine weitere direkte Methode zur Ermittlung von Verformungsfeldern und Bruchvorgängen beim Werkstoff Beton ist das Verfahren der digitalen Bildkorrelation. Dieses Verfahren ist eine optische Feldmessmethode, mit der berührungslos lokale Verschiebungen der Probenoberfläche ermittelt werden können. Das Grundprinzip des Verfahrens ist die digitale Aufnahme eines Objektes vor und während der Belastung und die Auswertung dieser Aufnahmen mit Methoden der digitalen Mustererkennung, welche die Ermittlung der Verschiebung und Verzerrung einzelner Bildfacetten ermöglicht. Diese im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendete Untersuchungsmethode zeichnet sich durch eine hohe Flexibilität aus. So können Messungen während des Belastungsversuches durchgeführt werden, ohne den Versuchsablauf zu beeinträchtigen.

Bei Untersuchungen von Choi und Shah [CHOI 98] und einer darauf aufbauenden Studie von Klemt-Albert [KLEM 02] an 2D-Modellbetonen, bei denen Zylinder aus Gestein in eine Mörtelmatrix eingebettet waren, war eine genauere Beobachtung von Gefügeänderungen infolge äußerer Krafteinwirkung mit einer Genauigkeit von  $1\text{ }\mu\text{m}$  möglich. Klemt-Albert legte in ihrer

Studie charakteristische Verformungsprozesse bei Normalbeton, Leichtbeton und hochfestem Beton bei verformungsgesteuerter einaxialer Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung dar. Anhand von flächenhaft ermittelten Verschiebungsvektoren erfolgte eine quantitative Ermittlung von Dehnungen und Schubverformungen in den Phasen Gesteinskörnung, Matrix und Verbundbereich in verschiedenen Laststufen. Es erfolgte auch eine Unterscheidung der Ausbildung von Dehnungskonzentrationen, Mikrorissen und Makrorissen anhand der Erfassung von Relativverschiebungen im Bereich eines entstehenden Risses an einer druckbeanspruchten Mörtelprobe. Hiernach kommt es bei einer Relativverschiebung von 30-40  $\mu\text{m}$  zur Ausbildung von Makrorissen mit klaren Rissflanken. Auch Lawler et al. [LAWL 03] nutzten die digitale Bildkorrelation zur Abbildung mikromechanischer Prozesse in Beton. Sie studierten dabei die Rissbildung in Betonen mit hybriden Fasergemischen bei zentrischer Zugbeanspruchung.

Bei dieser Methode ist von Nachteil, dass die Beobachtung rein auf das Verhalten der Oberfläche reduziert ist. Sie sollte daher mit dreidimensionalen Untersuchungsmethoden gekoppelt werden. Eine optimale Untersuchungsmethode wäre somit die Kombination aus tomographischen Untersuchungen und digitaler Bildkorrelation, insofern sich die tomographischen Untersuchungen auf größere Probenabmessungen erweitern lassen. Aber auch die Kombination mit indirekten Methoden hat sich als erfolgreich erwiesen [KLEM 02].

Als indirekte Verfahren sind insbesondere die Ultraschallverfahren zu nennen. Hierbei wird prinzipiell zwischen aktiven und passiven Verfahren unterschieden. Bei passiven Verfahren der Schallemissionsanalyse (SEA) werden vom Werkstoff emittierte Schallimpulse aufgenommen und die Anzahl solcher Impulse ab einem definierten Schwellenwert aufgenommen. Quelle dieser Emission ist die Entstehung von Mikrorissen im Volumen. Mit dieser Methode können somit nur inelastische Verformungen detektiert werden.

Diederich et al. [DIED 83] führten umfangreiche Untersuchungen zur Detektion der Mikrorissbildung von Beton mittels SEA durch. Anhand von zentrischen Druckversuchen an Betonen unterschiedlicher Festigkeiten ermittelten sie die Verläufe von Impulssummenkurven, welche den quantitativen Verlauf der Mikrorissbildung im Werkstoff in integraler Form widerspiegeln. Sie haben auch experimentell nachgewiesen, dass der aus der Untersuchung von metallischen Werkstoffen nach Kaiser [KAIS 50] bekannte Kaiser-Effekt, auch am Beton beobachtet werden kann. Demnach entstehen Energiefreisetzen im Volumen immer dann, wenn ein in der Vergangenheit aufgetretenes Belastungsniveau überschritten wird. Der exakte Nachweis einer Vorbelastung des Materials war hier jedoch begrenzt auf niedrige Lastniveaus. So setzte bei der Belastung einer Probe mit einer Vorbelastung von 36 % der zu erwartenden Bruchlast die Energiefreisetzung genau beim Überschreiten der Vorlast ein. Bei einer höheren Vorbelastung von 75 % der zu erwartenden Bruchlast begann die Energiefreisetzung schon bei 66 %. Bei einer Zeitspanne zwischen der Vorbelastung und Wiederbelastung von 4 Wochen war nach ihren Untersuchungen kein Nachweis der Vorbelastung möglich.

Reinhardt und Grosse [REIN 05] zeigten anhand von SEA-Untersuchungen an einem Spaltzugversuch an Betonwürfeln einer Kantenlänge von 200 mm, dass bei einer signalbasierten

Analyse von aufgenommenen Impulsen bei acht am Probekörper platzierten Sensoren einer definierten Lage zueinander auch die Lokalisierung von Mikrorissen sowie die Rekonstruktion der Topografie von Rissflanken möglich ist. Eine Momententensorinversionsanalyse ermöglichte zudem die bruchmechanische Unterscheidung von Rissöffnungsarten. Mit ihrem System erreichten sie eine Genauigkeit der Lokalisierung der Mikrorisse besser als 5 mm. Die Topografie der Rissflanken ließ auf Verbundbrüche und Matrixrisse schließen. Als dominierende Rissöffnungsart stellte sich eine Rissöffnung unter Modus I ein, einzelne Risse öffneten sich auch unter Modus II. Es ist zu erwarten, dass diese Analyse bei komplexeren Belastungen mit verteilter Rissbildung schnell an ihre Grenzen stößt.

Bei aktiven Verfahren wie der Ultraschalltransmissionsanalyse (UTA) und der Ultraschallreflexionsanalyse (URA) werden Schallwellen in den zu untersuchenden Werkstoff eingeleitet und nach dem Durchgang durch die Probe empfangen. Bei dieser Technik werden die frequenzabhängige relative Schallschwächung und die Änderung der Laufzeit ermittelt, die sich aufgrund der Wechselwirkung des Wellenfeldes mit allen im Werkstoff stattfindenden Gefügeänderungen einstellen. Diese Methode ist somit im Gegensatz zur SEA nicht auf die Detektion inelastischer Vorgänge reduziert.

Klemt-Albert [KLEM 02] führte eine Studie zur Ermittlung des mikromechanischen Verhaltens von Beton mittels UTA bei einaxialer zentrischer Druckbelastung mit und ohne zyklischer Ent- und Wiederbelastung durch. Hierbei studierte sie die Laufzeitänderung und die Schallschwächung in Form einer relativen Änderung der Amplitude von senkrecht zur Belastungsrichtung transmittierter Schallsignale unterschiedlicher Frequenzspektren. Aus den Untersuchungen ging hervor, dass die Schallschwächung sehr viel sensibler auf die mechanische Belastung reagiert als die Impulslaufzeit. Eine Änderung des Schallschwächungsverhaltens setzte bereits bei niedrigen Laststufen ein. So zeigt eine Frequenz im Bereich von 500 bis 750 kHz unter Belastungen geringer als 10 % der Bruchlast schon eine eindeutige Reaktion. Es können offensichtlich Gefügeänderungen im mikroskopischen Bereich detektiert werden und es zeigen sich signifikante Abhängigkeiten von der Zusammensetzung des Betons. Mit zunehmender Duktilität des Materials war die Schallschwächung unter Last stärker ausgeprägt. Klemt-Albert leitete anhand ihrer Untersuchungen einen qualitativen Zusammenhang zwischen mikromechanischen Prozessen und dem Schallschwächungsverhalten ab. Bemerkenswert bei diesen Untersuchungen war, dass die bei zyklischer Ent- und Wiederbelastung von Normalbeton und hochfestem Beton gemessene Schallschwächung bei niedrigeren Frequenzen einen Rückgang während der Entlastungsphasen aufweist, während bei den hohen Frequenzen im Gegensatz dazu eine Zunahme der Schallschwächung zu verzeichnen ist. Dies konnte bei Leichtbeton nicht beobachtet werden. Die Zusammenhänge zwischen der Schallschwächung und aufgebrachter zentrischer Druckspannung bestätigen auch Untersuchungen von Smolarkiewicz [SMOL 00]. Hier wurden Untersuchungen mit Longitudinal- und Transversalwellen durchgeführt und aus der Auswertung von Laufzeit- und Intensitätsänderungen und einer zusätzlichen Frequenzanalyse entsprechende Schädigungsmodelle abgeleitet. Das Potential des Verfahrens der UTA ist längst nicht ausgeschöpft. Neben experimentellen optischen Untersuchungen ermöglicht auch die numerische Simulation der Ausbreitung,

Streuung und Schwächung elastischer Wellen in Beton eine bessere Interpretation des quantitativen Einflusses mikromechanischer Prozesse auf die Schallschwächung. So hat Schubert [Schubert 2000] mittels einer Elastodynamischen Finite Integrationstechnik (EFIT) das Streuverhalten ebener Schallwellen an Gesteinskörnern und Poren simuliert. Lastabhängige Veränderungen wurden hierbei jedoch noch nicht berücksichtigt.

### 2.3.3 Mikromechanische Modellansätze

Zur Beschreibung des mikromechanischen Verhaltens von Beton entstanden im Laufe der letzten 80 Jahre unterschiedliche Modelle. Diese lassen sich einteilen in phänomenologische, analytische und numerische Modelle. Als phänomenologische Modelle sind die Modelle zu verstehen, die die Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung und die resultierende Mikrorissbildung im Gefüge qualitativ beschreiben. Zu diesen Modellen gehören zum Beispiel die von Lusche [LUSC 72] anhand spannungsoptischer Versuche an betonähnlichen Ersatzstrukturen entwickelten Fachwerkmodelle, welche den inneren Kraftfluss im Mesogefüge von Beton in Abhängigkeit der Verhältnisse der Größe der Elastizitätsmoduln der Gesteinskörnung und der Matrix und dem Verbundverhalten beschreibt (siehe Abbildung 2.15). Lusche beschreibt anhand seines Modells quantitativ die Spannungsverteilung in Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften der Komponenten Gesteinskörnung und Matrix sowie dem Verbundverhalten und leitet daraus qualitativ die Rissfortpflanzung bei zunehmender Belastung ab. Er berücksichtigt jedoch keine Spannungsumlagerungen aufgrund fortschreitender Mikrorissbildung. Seinen Untersuchungen zufolge kommt es bei Normalbeton zu Zugspannungen am seitlichen Kornrand senkrecht zur Belastungsrichtung, die zu einer sukzessiven Bildung von Verbundrissen führt mit einer daran anschließenden Rissfortpflanzung in der Matrix. Beim Leichtbeton entstehen Zugspannungen und daraus resultierende Risse am oberen und unteren Kornrand und im Korn selber.

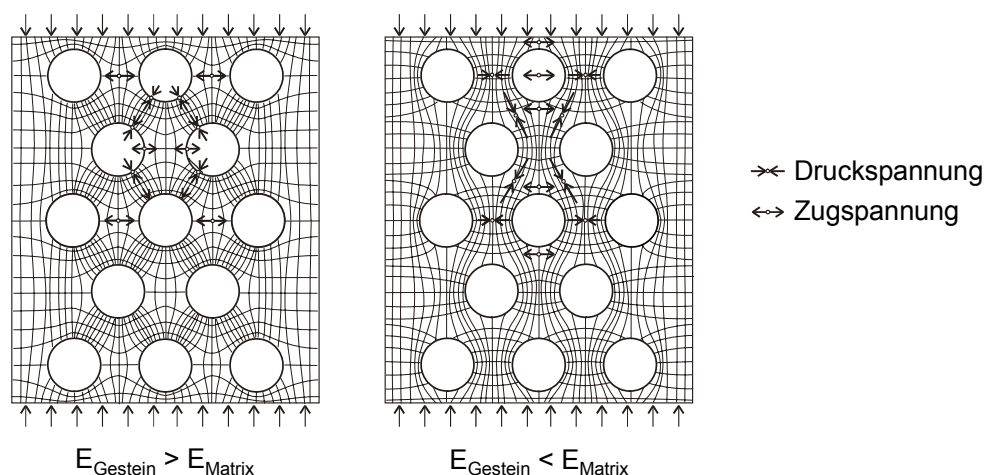


Abbildung 2.15: Kräfteverlauf in druckbeanspruchtem Beton [LUSC 72].

Ein weiteres phänomenologisches Modell ist das von Alexander, siehe [EIBL 76], vorgestellte Modell eines einzelnen Gesteinskorns in einer in Prismen unterteilten Matrix zur Beschreibung der Rissbildung bei Normalbeton. Er beschreibt den inneren Kraftfluss und die Rissiniti-

ierung und Rissfortschreitung anhand von Gleitvorgängen der Matrix entlang des Gesteinskorns (siehe Abbildung 2.16). Danach kommt das mittlere Prisma in einem potentiell gefährdeten Bereich als erstes in eine aktive Gleitphase und verursacht gleichzeitig Haft- und Mörtelrisse an den benachbarten Prismen, sodass schließlich Gesteinskörner mit konischen Mörtelaufsätzen verbleiben, die in experimentellen Untersuchungen häufig beobachtet werden. Dieses Modell vernachlässigt die Interaktion der Gesteinskörner untereinander.

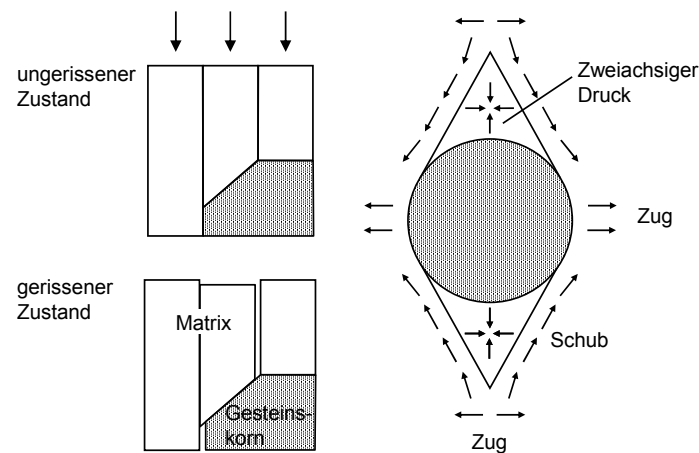


Abbildung 2.16: Qualitative Beschreibung der Spannungsverteilung und Rissbildung in Beton nach Alexander, siehe [EIBL 76].

Im Gegensatz zu den phänomenologischen Modellen beschreiben analytische Modelle die mikromechanischen Prozesse nicht nur qualitativ, sondern auch in quantitativer Art und Weise. Dies erfolgt unter Verwendung geschlossener Gleichungssysteme zur analytischen Ermittlung lokaler Spannungen und Dehnungen unter Voraussetzung linear elastischen Werkstoffverhaltens und entsprechender Bruchkriterien. Hierzu gehört das von Gröbl [GRÜB 74], [GRÜB 77], [GRÜB 79] entsprechend Abbildung 2.17 erstellte Modell zum Bruchverhalten von Leichtbeton.

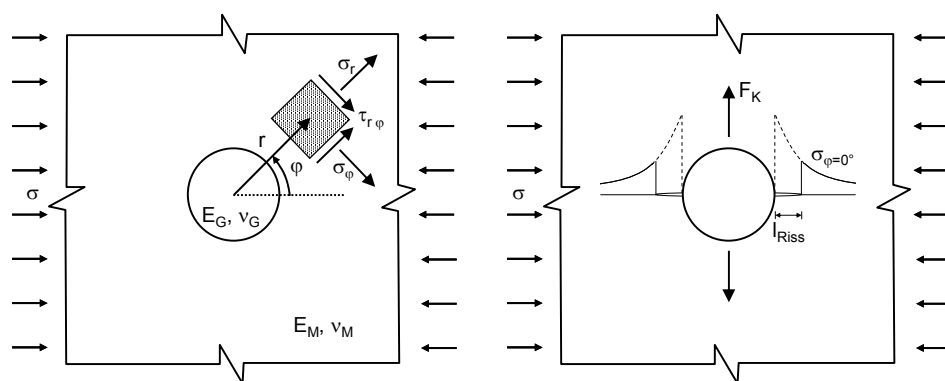


Abbildung 2.17: Ermittlung der Spannungsverteilung bei einem Gesteinskorneinschluss einer ausgedehnten Mörtelmatrix (links) und Spannungsumlagerungen im gerissenen Zustand (rechts) [GRÜB 77].

Er ermittelte unter Verwendung der von Musschelschwili entwickelten Lösungen die Spannungsverteilungen in einer unendlich ausgedehnten Mörtelscheibe mit einem Gesteinskorn-

einschluss bei variierenden Elastizitätsmodul- und Querdehnungszahlverhältnissen. Zusätzlich führte er als Bruchkriterium eine kritische Risslänge  $l_{\text{Riss}} = l_{\text{Riss, krit}}$  ein und ermöglichte somit eine Beschreibung von Spannungsumlagerungen in Abhängigkeit fortschreitender Mikrorissbildung und die analytische Herleitung der Bruchspannung des Modells. Dieses Modell lässt sich nicht auf Betone, bei denen der hier nicht berücksichtigte Einfluss eines geschwächten Verbundverhaltens als auch nichtlineare Werkstoffeigenschaften eine wesentliche Rolle spielen, erweitern.

Als weitere mikromechanische Modelle sind die numerischen Modelle zu nennen. Sie beschreiben das mikromechanische Verhalten von Beton mittels geeigneter Werkstoffmodelle für die unterschiedlichen Konstituenten von Beton unter Verwendung numerischer Methoden und bieten somit die Möglichkeit über vereinfachte Einkorn und Mehrkornmodelle die komplexe Mikro- und Mesostruktur von Beton bis hin zu dreidimensionalen Betrachtungen abzubilden. Hierbei werden die jeweiligen Konstituenten Gesteinskörnung und Mörtelmatrix und in neueren Modellen die Verbundzone zwischen den beiden Konstituenten abgebildet und diesen Bestandteilen charakteristische Werkstoffeigenschaften und entsprechende Bruchkriterien zugeordnet. Beim von Vervuurt [VERV 97] und Lilliu [LILL 05] verwendeten Lattice Model wurde der Werkstoff aus einzelnen Gitterstäben, die biegesteif miteinander verbunden sind, zusammengesetzt. Die Mesostruktur wurde dabei durch entsprechende Zuordnung der Werkstoffeigenschaften der jeweiligen Konstituenten Gesteinskörnung, Matrix und Kontaktzone erzeugt (siehe Abbildung 2.18), wobei auch die Matrixeigenschaften statistisch verteilt wurden. Dabei wurde von einem linear elastischen Werkstoffverhalten mit einer definierten Bruchspannung ausgegangen. Als Bruchkriterium dient die aus der Normalkraft und Momentenbeanspruchung resultierende und mit Faktoren versehene Normalspannung im Gitterstab. Übersteigt die Spannung die Bruchspannung, so wird dieser Gitterstab entfernt. Dem Modell wird also ein reines Versagen im Modus I unterstellt. Der Vorteil dieses Modells liegt insbesondere in seinem relativ einfachen Aufbau und der sich daraus ergebenden Transparenz.

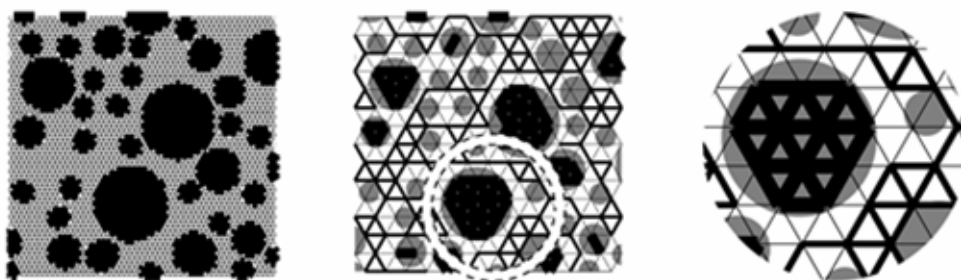


Abbildung 2.18: Lattice Model [LILL 05].

Vervuurt [VERV 97] untersuchte mit einem zweidimensionalen Lattice Model das Verhalten der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnern und der Mörtelmatrix in Keilspaltversuchen und ermittelte die resultierende makroskopische Bruchenergie. Hierbei wurden Gesteinskörner unterschiedlicher Zusammensetzung bei variierender Festigkeit der Kontaktzone jeweils in der Nähe des Keils platziert. Durch die Begrenzung der Feinheit des Modells aus Gründen des Rechenaufwandes entsprach die Stärke der Kontaktzone dem 20-fachen Wertes der in Beton

gemessenen Stärke von 50  $\mu\text{m}$ . Die aus den Modellierungen resultierenden Rissbilder stimmten trotzdem sehr gut mit den umfangreichen experimentellen Beobachtungen überein. Das makroskopische Verhalten in Form der Spannungsrissoffnungsbeziehung zeigt jedoch ein zu sprödes Verhalten des Lattice Models. Dieses lässt sich nach Untersuchungen von Lilliu [LILL 05] durch Verwendung eines dreidimensionalen Lattice Models deutlich verbessern. Lilliu hat in ihrer Studie umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Kontaktzonenbeschaffenheit, ihrer Abmessung und des Gesteinskornvolumens auf die Mikrorissbildung sowie die effektiven Eigenschaften bei zentrischer Zugbeanspruchung durchgeführt. Ein experimenteller Nachweis wäre hier jedoch wünschenswert. Aus Untersuchungen zum Einfluss der Stärke der Kontaktzone schließt sie, dass realistische Modellierungsergebnisse nur bei einer an die realistische Stärke angepassten Abmessung möglich sind (siehe Abbildung 2.19).

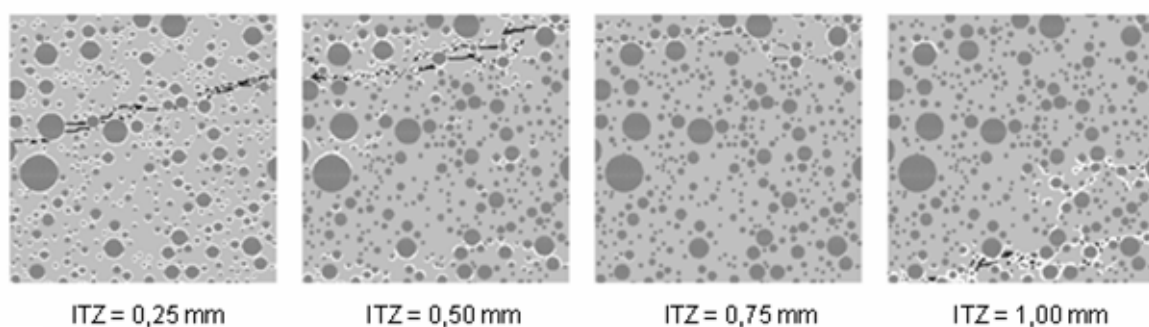


Abbildung 2.19: Mikrorissbildung in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung in Abhängigkeit der Stärke der Kontaktzone nach [LILL 05].

Das Lattice Model wurde auch zur Simulation des Druckverhaltens von Beton auf der Ebene des Mesogefüges verwendet [VAN M 97]. Auch hier ließ sich bei zweidimensionalen Modellierungen grob ein zu erwartendes Rissbild abbilden, ein Vergleich mit experimentellen Untersuchungen fand jedoch nicht statt. Letztendlich besteht auch hier das Problem, dass das makroskopische Verhalten noch deutlicher als bei einer Zugbeanspruchung zu spröde war. Van Mier schließt daraus, dass ein wichtiger Mechanismus bei dem im Vergleich zur Zugbeanspruchung deutlich komplexeren Verhalten des druckbeanspruchten Betons durch die Verwendung des Lattice Models nicht abgebildet werden. Dass dieser Mechanismus nicht nur von zunächst angenommenen dreidimensionalen Effekten herrührt, bekräftigt die Tatsache, dass auch nach dreidimensionalen Modellierungen der Versuch der Modellierung des Druckverhaltens mit dem Lattice Model aufgegeben wurde. Dennoch stellt das verwendete Lattice Model für die Modellierung des mikromechanischen Verhaltens von Beton bei Zugbelastung eine äußerst attraktive Methode dar.

Bolander et al [BOLA 05] erweiterten das zuvor beschriebene Lattice Model um ein Softeningverhalten der Komponenten. Die zweidimensionale Modellierung des mechanischen Verhaltens eines Einkornmodells bei einaxialer Druckbeanspruchung lieferte eine qualitativ sehr gute Abbildung des Rissverhaltens, hier konnte insbesondere die in experimentellen Untersuchungen von Choi und Shah [CHOI 98] vorgefundene Ausbildung von Schubkegel ober-



halb und unterhalb des Gesteinskorns abgebildet werden (Abbildung 2.20). Aussagen zum makroskopischen Verhalten liegen jedoch nicht vor.

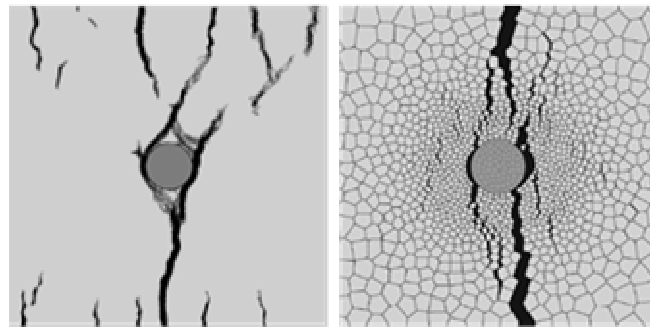


Abbildung 2.20: Rissbildung beim Einkornmodell unter einaxialer Druckbeanspruchung (links: experimentell, rechts: numerisch) [BOLA 05].

Hörsch [HÖRS 02] entwickelte einen dreidimensionalen numerischen Beton unter Verwendung von Kontinuumelementen. Er bildet in seinem Modell runde wie elliptische Gesteinskörner ab einer Größe von 2 mm diskret ab mit einer Gesteinskornabstufung entsprechend der Fullerkurve bei unterschiedlichem Größtkorndurchmesser. Er berücksichtigte die Inhomogenität der Mörtelmatrix durch eine statistische Verteilung entsprechender mechanischer Eigenschaften. Die Kontaktzone zwischen der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix verschmiert er mit der angrenzenden Mörtelmatrix zugunsten eines größeren FEM Netzes zur Reduktion des Rechenaufwandes. Dabei wies er den Elementen an der Gesteinskornoberfläche gewichtete Werkstoffeigenschaften zu. Kontrollrechnungen mit diskret abgebildeten Kontaktzonenelementen einer realistischen Abmessung zufolge beurteilt er den Einfluss des Verschmierens der Kontaktzone als vernachlässigbar und begründet dies mit dem ausgleichenden Effekt der Netzregularisierung. Hörsch modellierte das Verhalten dieses numerischen Betons bei einaxialer wie zweiaxialer Druckbeanspruchung und Schubbeanspruchung. Weiterhin studierte er den Einfluss von Kriechen und Relaxation, Trocknen und Schwinden und thermischer Dilatation.

Zur Simulation des Verhaltes bei äußerer Lastbeanspruchung entschied er sich für ein plastizitätsbegründetes Druckmodell für die einzelnen Komponenten. Für die Modellierung des Zugverhaltens dieser Komponenten verwendet er das fiktive Rissmodell (FCM) der Kategorie des Orthogonal Fixed Crack Models. Nach seinen Modellierungen erfolgte bei Normalbeton eine Rissinitiierung infolge von Querkzugspannungen an den lateralen Seiten der Gesteinskörner, die bei den größeren Gesteinskörnern am deutlichsten ausfallen. Mit fortschreitender Belastung bilden sich auch in der Matrix Zugschädigungen. Diese Effekte fanden mit zunehmendem Gesteinskorndurchmesser früher statt. Ein exemplarisches Ergebnis seiner Modellierungen von Normalbeton mit einem Volumengehalt der explizit abgebildeten Gesteinskörnung von 35 % und einem Gesamtvolumengehalt von 75 % ist in Abbildung 2.21 gegeben.

Auch das Verhalten von Leichtbeton mit Schadenslokalisierungen im Gesteinskorn konnte erfolgreich simuliert werden. Die ermittelten effektiven Spannungsdehnungslinien und Spannungsquerdehnungslinien zeigten realistische Verläufe mit einer Zunahme der Duktilität bei

zunehmendem Gehalt an Gesteinskörnern und deren Durchmesser. Deren Form macht sich jedoch erst nach Erreichen der Höchstspannung bemerkbar.

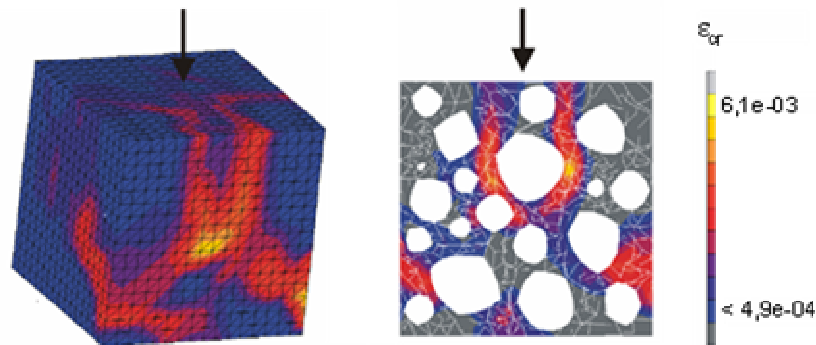


Abbildung 2.21: Entfestigungsbereiche bei einer Stauchung von 75 % der Bruchstauchung bei einem Normalbeton-Modell einem Größtkorn von 14 mm und einer Abmessung von 50×50×50 mm nach [HÖRS 02].

Leider bleiben auch bei diesen Untersuchungen analoge experimentelle Beobachtungen aus, sodass nur eine bedingte Beurteilung der Ergebnisse möglich ist. Aufgrund der Implementierung von Modellen zur Beschreibung des Verhaltens von Kriechen und Relaxation, Trocknen und Schwinden und thermischer Dilatation lassen sich diese Beanspruchungsarten mit den mechanischen Beanspruchungen kombinieren und deren Einflüsse auf das mechanische Verhalten nachweisen, wie am Beispiel einer Duktilitätssteigerung von druckbeanspruchten Proben aufgrund einer vorherigen Frostvorschädigung gezeigt wurde.

Beim hier verwendeten Smeared Crack Models der Kategorie eines Orthogonal Fixed Crack Model zur Simulation des Zugverhaltens bei äußerer Krafteinwirkung erfolgt die Versagensinitiierung durch die maximale Hauptspannung. Weitere Schädigungsebenen sind nur senkrecht zu dieser Richtung möglich. Um eine in der Realität vorhandene Änderung der Richtung der Hauptspannungen aufgrund von Spannungsumlagerungen zu ermöglichen, müssen hierzu entsprechende Schubreduktionsfaktoren eingeführt werden, sodass die im fiktiven Riss auftretenden Schubspannungskomponenten aufgenommen werden können. Die Abschätzung dieser Faktoren erfolgte anhand der Ableitung von makroskopischen Untersuchungen an Beton nach Walraven [WALR 80] auf mesoskopische Eigenschaften. Die Verwendung dieses Modells führt nach Erfahrung verschiedener Wissenschaftlern [BORS 97] in den meisten Fällen zu einem zu steifen Systemverhalten.

Zur Simulation des Zugverhaltens gibt es prinzipiell umfangreiche weitere Möglichkeiten. Eine detaillierte Übersicht hierzu findet sich zum Beispiel in [BORS 97]. Hier ist insbesondere die verschmierte Rissmodellierung nach dem Rotating Crack Model zu nennen. Hierbei erfolgt die Versagensinitiierung beim Erreichen der maximal aufnehmbaren Zugspannung. Die Versagensrichtung passt sich der Richtung, unter der diese maximalen Zugspannungen auftreten, immer wieder an, die Risse können also bei einer Änderung der Richtung der Hauptspannung infolge Spannungsumlagerungen rotieren. In der Schädigungsebene sind somit keine Schubkomponenten vorhanden, sodass die Rissöffnung rein unter Modus I erfolgt.

Auch die Abbildung diskreter Risse ist möglich, entweder durch eine aufwändige Neuvernetzung des Elementnetzes oder die Verwendung von Interfaceelementen. Letzteres setzt jedoch voraus, dass a priori bekannt ist, an welchen Stellen es zur Rissbildung kommt. So bietet sich die Verwendung von Interfaceelementen zur Simulation des Verbundverhaltens zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix an, wobei die beiden Komponenten Matrix und Gesteinskörnung wiederum durch Kontinuumelemente abgebildet werden. Dies hat den enormen Vorteil einer stabileren Modellierung, da insbesondere die hier stattfindenden großen Verformungen in den Kontinuumsmodellen zu Instabilitäten führen. Ein weiterer Vorteil ist die Verwendung größerer Netze. Ein Nachteil liegt darin, dass die elastischen Verformungen der Kontaktzone vernachlässigt werden, da ein solches Interfaceelement eine Stärke von Null hat und das Verbundverhalten genau bekannt sein muss. Diese Interfaceelemente haben jeweils zwei gegenüberliegende Knoten mit den gleichen Koordinaten. Solange die Normalspannung in den Interfaceelementen unterhalb der Zugfestigkeit liegt, wird ein linear elastisches Verhalten mit einer unendlich großen Steifigkeit vorausgesetzt, sodass praktisch elastische Verformungen unterdrückt werden. Übersteigt die Normalspannung die Zugfestigkeit, so stellt sich eine Rissöffnung nach Modus I und Modus II entlang des Interfaceelementes ein. Der Erfolg dieser Vorgehensweise hängt in starkem Maße von der korrekten Definition des Rissöffnungsverhaltens ab. Dieses lässt sich zum einen anhand einer Modellierung des Verbundverhaltens mit Kontinuumelementen und im optimalen Fall entsprechender experimenteller Untersuchungen ermitteln. Lässt sich das Rissöffnungsverhalten nach Modus I relativ leicht anhand einer zu ermittelnden Spannungsrissoffnungskurven beschreiben, so ist die Herleitung des Modus II-Rissoffnungsverhaltens deutlich schwieriger. Untersuchungen hierzu wurden jedoch bisher nur auf makroskopischer Ebene durchgeführt und entsprechende Modelle entwickelt. Hierzu gehört zum Beispiel die experimentell nachgewiesene Aggregate Interlock Beziehung nach Walraven [WALR 80]. Verschiedene Forscher, darunter Vonk [VONK 92] und Nagai [NAGA 04] entwickelten auch Modelle nach dem Ansatz der Mohr-Coulombschen Bruchtheorie, diese beruhen auf rein theoretischen Ansätzen.

### 2.3.4 Kritische Betrachtung des Rissöffnungsmodus II

Anhand der in Kapitel 2.2.1 vorgestellten Rissöffnungsmodi nach IRWIN erfolgt eine Klassifizierung der Rissöffnung in Abhängigkeit der Rissöffnungsrichtung. Diese ist abhängig von der aufgebrachten Belastung, sodass viele Wissenschaftler auch von Belastungsmodi sprechen. So stellt sich bei einer reinen Zugbeanspruchung eine Rissöffnung unter Modus I, also senkrecht zur Rissebene ein. Bei einer Schubbeanspruchung wird eine Rissöffnung in Richtung der Rissebene unter Modus II zugrundegelegt. Letzteres ist Thema vieler Diskussionen, da nicht nur die Definition einer Schubbeanspruchung, sondern auch die Festlegung des Rissöffnungsmodus II sich als schwierig erwiesen hat. Hierbei spielt die Ebene der Betrachtung eine zentrale Rolle. Dies lässt sich anhand folgenden Beispiels eines einfachen mechanischen Modells entsprechend Abbildung 2.22 sehr gut zeigen. Hierbei stellt sich bei einer Schubbeanspruchung ein makroskopisches Rissband mit einer Rissöffnung nach Modus II ein. Dieses ergibt sich jedoch aus einer verteilten Mikrorissbildung mit einer Rissöffnung nach Modus I.

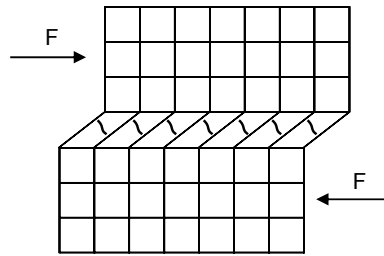


Abbildung 2.22: Ausbildung eines Rissbandes bei einer Schubbeanspruchung mit einer Rissöffnung nach Modus II durch Mikrorissbildung mit einer Rissöffnung nach Modus I.

Somit können prinzipiell beide Beanspruchungsarten anhand bruchmechanischer Modelle für eine Rissöffnung unter einem Rissmodus I beschrieben werden. Das gleiche gilt für eine Rissöffnung unter kombinierter Beanspruchung aus Zug und Schub. Dies gelingt jedoch nur bei Modellen wie dem Rotating Crack Model, die diese Mikrorissbildung erlauben und wenn die Topographie der schubbeanspruchten Ebene realistisch abgebildet wird, da sonst wichtige Effekte vernachlässigt werden. So wird zum Beispiel bei den in Kapitel 2.3.3 angesprochenen Interface-Modellen diese Mikrorissbildung verschmiert als eine Rissbildung unter Modus II dargestellt, was eine explizite Beschreibung der Rissöffnung unter Modus II erfordert.

## 2.4 Ansätze zur Quantifizierung des Einflusses mikromechanischer Prozesse auf effektive Betoneigenschaften

Verschiedene Forscher haben einen quantitativen Zusammenhang zwischen mikromechanischen Prozessen und effektiven Betoneigenschaften hergeleitet. Entsprechende Ansätze können unterteilt werden in empirische Ansätze, bei denen die Quantifizierung auf der Regression experimenteller Untersuchungen abgeleitet wurde, und physikalisch begründete Ansätze in analytischer, numerischer wie stochastischer Form.

Zu den empirischen Ansätzen gehört der experimentell hergeleitete hyperbolische Ansatz von De Larrad [DE LA 99] zur Beschreibung der Druckfestigkeit von Beton in mechanischen Eigenschaften der Gesteinskörnung und Mörtelmatrix bei gleichbleibenden Volumenverhältnissen in der Form

$$f_c = \frac{pf_{cm}}{qf_{cm} + 1} \quad 2.12$$

$f_{cm} = \text{Mörteldruckfestigkeit}$

Nach theoretischen Modellannahmen zu mikromechanischen Prozessen im druckbeanspruchten Beton berücksichtigt der Quotient  $p/q$  aus den empirisch ermittelten Faktoren  $p$  und  $q$  den Einfluss der Festigkeit der Gesteinskörnung und der Faktor  $p$  die Verbundeigenschaft zwischen der Matrix und der Gesteinskörnung.

Landis leitete den quantitativen Zusammenhang zwischen der experimentell ermittelten Mikrorissakkumulation  $A$  in Mörtel bei einaxialer Druckbeanspruchung und einer skalaren Schädigungsvariable  $D$  ab in der Form

$$D = 1 - \frac{E}{E_1} \quad 2.13$$

Hierbei beschreibt  $D$  die Degradation des Kompressionsmoduls von Mörtel unter zunehmender Druckbeanspruchung und  $E_1$  den Elastizitätsmodul der ungeschädigten Probe.

Ein physikalisch begründeter Ansatz stellt das von Grübl [GRÜB 74], [GRÜB 77], [GRÜB 79] entwickelte quantitative Modell zur Beschreibung von Bruchvorgängen in Leichtbeton dar, welches die Ermittlung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften der Konstituenten ermöglicht. Weitere physikalisch begründete Ansätze basieren auf mikromechanischen Homogenisierungsverfahren [NEMA 99]. Diese beruhen auf der Beschreibung des inneren Spannungs- und Verzerrungsfeldes in Abhängigkeit der Struktur und der mechanischen Eigenschaften der Konstituenten eines Werkstoffs. Diese Verfahren werden aufgrund der starken Inhomogenität und dem Mangel an erforderlichen Eingangsparametern bei Beton prinzipiell noch zu wenig genutzt. De Larrad erweiterte das von Hashin, siehe [NEMA 99], entwickelte Homogenisierungsverfahren zur Herleitung des Elastizitätsmoduls von Beton. Hiernach lässt sich der Elastizitätsmodul in der Form

$$E = \left( 1 + 2g \frac{E_g^2 - E_m^2}{(q - g)E_g^2 + 2(2 - q)E_g E_m + (q + g)E_m^2} \right)$$

$E_g = \text{Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung}$   
 $E_m = \text{Elastizitätsmodul der Zementleimmatrix}$   
 $g = \text{Volumen der Gesteinskörnung}$   
 $q = \text{Packungsdichte der granularen Gesteinskörnung}$

2.14

ableiten. Den Einfluss der Kontaktzone und von Schwindrissen berücksichtigt er durch eine empirisch ermittelte Reduktion des Elastizitätsmoduls der Zementleimmatrix  $E_m$ . Diese Vorgehensweise stellt also eine halb empirische, halb analytische Methode dar, die sich nicht ohne weiteres auf alle Betone anwenden lässt.

Numerische Modelle bieten eine sehr gute Möglichkeit der Herleitung quantitativer Zusammenhänge zwischen mikromechanischen Prozessen und effektiven Eigenschaften, da sie umfassende Informationen zum kompletten Spannungs- und Verzerrungsfeld im Gefüge liefern. Diese müssen jedoch in komplexer Art und Weise aufbereitet werden, sodass ihr Potential bisher noch zu wenig genutzt wurde und im Allgemeinen meistens nur qualitative Zusammenhänge beschrieben werden.

Hain und Wriggers [HAIN 05] nutzten dieses Potential. Sie bildeten die Mikrostruktur von Zementstein mittels tomographischer Aufnahmen numerisch ab. Anhand der Simulation des Verhaltens bei äußerer Lastbeanspruchung und einer anschließenden Homogenisierung leiteten sie effektive Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit der Mikrostruktur ab. Eine ähnliche

Vorgehensweise zur Herleitung dieser Zusammenhänge bei Beton findet sich bei Schnetzer [SCHN 00].

# Kapitel 3

## Experimentelle Untersuchungen an Modellbeton mittels digitaler Bildkorrelation

### 3.1 Konzept

Zur quantitativen Ermittlung der sich bei äußerer Krafteinwirkung einstellenden Verformungen und Bruchvorgänge werden Beobachtungen an der Oberfläche von Modellbeton unter äußerer Krafteinwirkung herangezogen. Der Modellbeton ist so konzipiert, dass die für die Beobachtung zugängliche Oberfläche auch die Verhältnisse im Volumen widerspiegelt. Realisiert wird dies durch den Ersatz der eher kugelförmigen Gesteinskörner im Realbeton durch Gesteinszylinder, welche in Richtung der Probentiefe senkrecht zur Beobachtungsebene in einem definierten Raster in eine Mörtelmatrix eingebettet werden. Hierbei werden die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten Gesteinskörnung und Mörtelmatrix sowie deren Verbundverhalten, die räumliche Verteilung, Anordnung und Geometrie der Gesteinskörnung variiert. Die bei Belastung auftretenden charakteristischen Verschiebungen bzw. Verformungen sind selbst aus hochaufgelösten fotografischen Aufnahmen nicht direkt zu entnehmen. Dies gelingt erst durch Einsatz des Verfahrens der digitalen Bildkorrelation, das eine Korrelationstechnik auf einzelne digital erfasste Bildbereiche anwendet und so kleinste Verschiebungen flächenhaft auflöst.

### 3.2 Das Verfahren der digitalen Bildkorrelation

Das Verfahren der digitalen Bildkorrelation ist eine optische Feldmessmethode, mit der berührungslos lokale Verschiebungen innerhalb einer Probenoberfläche, die zum Beispiel durch äußere Krafteinwirkung verursacht werden, ermittelt werden können. Das Grundprinzip des Verfahrens ist die digitale Aufnahme eines Objektes vor und während der Belastung und die Auswertung dieser Aufnahmen mit Methoden der digitalen Mustererkennung, welche die Ermittlung der Verschiebung und Verzerrung einzelner Bildfacetten ermöglicht. Eine wichtige Voraussetzung für die Ermittlung der Oberflächenverformung ist jedoch, dass die Oberfläche ein stochastisch fein verteiltes Muster aufweist. Ist dieses nicht in natürlicher Weise vorhanden, so muss es künstlich aufgebracht werden. Das Prinzip der digitalen Bildkorrelation ist schematisch für den Fall zweidimensionaler Untersuchungen in Abbildung 3.1 dargestellt, aber auch die Ermittlung dreidimensionaler Verschiebungsfelder ist mittlerweile Stand der Technik.

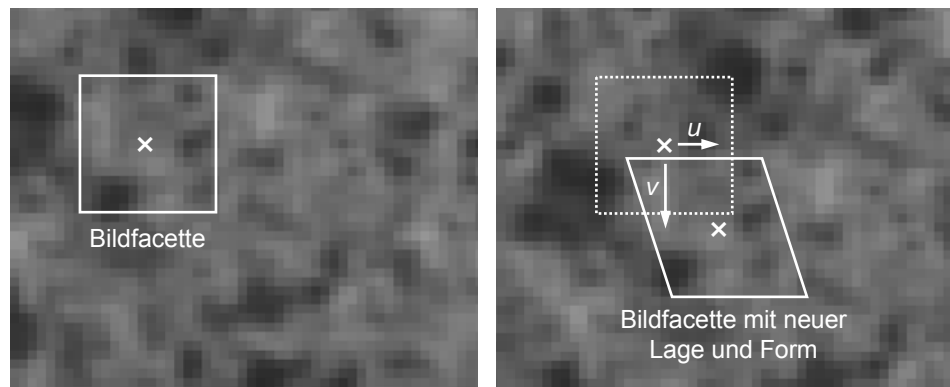


Abbildung 3.1: Ermittlung von Verschiebung einzelner Bildfacetten mittels digitaler Bildkorrelation (links: Referenzbild im unbelasteten Zustand, rechts: Bild während der Belastung).

Das im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendete System der Firma GOM mbH besteht aus einer hochauflösenden digitalen CCD Kamera (2048×2048) und einem leistungsstarken Computer zur Bilddatenverarbeitung sowie der Auswertesoftware ARAMIS zur Berechnung der Verschiebungsfelder nach der Methode der Kleinste-Quadrate-Korrelation. Das Prinzip der Berechnung ist ausführlich in [WIN 93] dargestellt. Das System ermöglicht nach Angaben des Herstellers Messungen mit einer Standardabweichung von 1,5  $\mu\text{m}$  bei einem Messfeld von 80×80 mm.

### 3.3 Versuchsprogramm

#### 3.3.1 Probekörpergeometrie und -zusammensetzung

Es wurden Modellbetone hergestellt, bei denen verschiedene charakteristische Parameter stofflicher und geometrischer Art variiert wurden. Hierbei wurden unterschiedliche charakteristische Zusammensetzungen betrachtet. Variationsparameter waren die effektiven Eigenschaften der Matrix entsprechend Tabelle 3.1 und der Elastizitätsmodul wie die Druckfestigkeit der Gesteinskörnung nach Tabelle 3.2. Weiterhin wurde die Kornrauigkeit der Gesteinskörnung verändert. Zunächst wurden Modellbetone mit jeweils einem Gesteinskorn mit variierendem Durchmesser untersucht, daraufhin Modellbetone mit mehreren Gesteinskörnern gleicher Abmessung und in einem weiteren Schritt unterschiedliche Abmessungen miteinander kombiniert, die Anordnung systematisch variiert und sukzessive an reale Zustände angenähert. Ein Überblick über die Geometrie der unterschiedlichen Modellbetone bei einaxialer Druckbeanspruchung ist in Tabelle 3.3 gegeben. Die Modellbetone M1-M8 hatten eine Abmessung Länge×Breite×Dicke von 80×80×35 mm, der Modellbeton M9 eine Abmessung von 80×110×35 mm. Bei den Versuchen unter einaxialer Zugbeanspruchung wurde die Probenlänge von 80 bzw. 110 mm zur Einklebung in die Lastplatten an den Enden um jeweils 20 mm erhöht.



Tabelle 3.1. Mischungszusammensetzung und effektive Eigenschaften der Mörtelmatrix.

Bezeichnung	N	H	F
Zement [kg/m <sup>3</sup> ]	550 <sup>5)</sup>	850 <sup>6)</sup>	550 <sup>5)</sup>
w/z-Wert [-]	0,55	0,35	0,55
Sand <sup>1)</sup> [kg/m <sup>3</sup> ]	1.313	1.075	1.300
Silikasuspension <sup>2)</sup> [kg/m <sup>3</sup> ]	-	80	-
Fließmittel <sup>3)</sup> [kg/m <sup>3</sup> ]	-	26	13
Fasern <sup>4)</sup> [Vol. - %]	-	-	0,5
Druckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45	82	-
Elastizitätsmodul <sup>7)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	16.049	20.441	-
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,5	3,0	-
Spezifische Bruchenergie $G_f$ <sup>8)</sup> [N/mm]	0,112	0,123	

<sup>1)</sup> 0,125 - 0,2 mm

<sup>2)</sup> Wassergehalt: 50 Masse -%

<sup>3)</sup> Wassergehalt: 70 Masse -%

<sup>4)</sup> Kuralon EQ5-R

<sup>5)</sup> CEM I 32,5 R

<sup>6)</sup> CEM II 52,5 R

<sup>7)</sup> Tangentenmodul bei  $f_{cc}/3$

<sup>8)</sup> Ermittlung anhand zentrischer Zugversuche an Probe M1 mit einer Abmessung von 120×80×35 mm

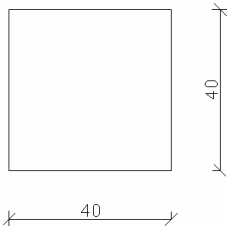
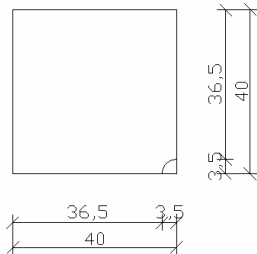
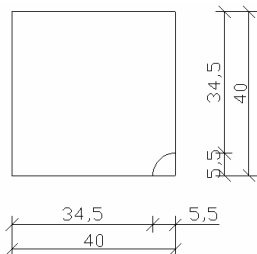
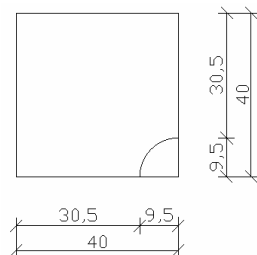
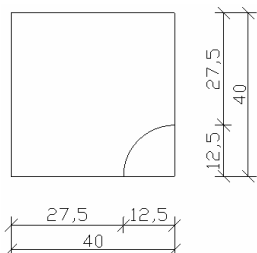
Tabelle 3.2. Mechanische Eigenschaften des als Gesteinskörnung verwendeten Materials.

Bezeichnung	G	Z
Gestein	Granit	Ziegel
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	114	33
Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	61.757	8.387

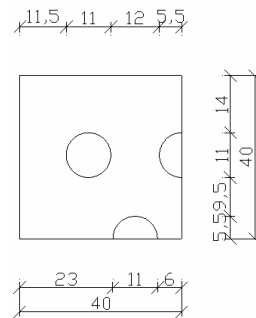
Die Abstände der einzelnen Gesteinskorneinschlüsse beim Modell M6 entsprechen dem mittleren Abstand der Größtkornfraktion bei einem Beton mit einer Sieblinie A16 und einer Anordnung in einem Raster von gleichseitigen Dreiecken, beim Modell M7 wurde der minimale Abstand der Größtkornfraktion bei einem Beton mit einer Sieblinie A16 unter einer idealisierten Annahme einer Anordnung in Tetraedern gewählt. Die Anordnung der Gesteinskornein-

schlüsse beim der Probe M9 entspricht der mittleren Verteilung der Kornfraktionen 4/8, 8/16 und 16/32 bei einer Sieblinie A32.

*Tabelle 3.3. Geometrie der untersuchten Modellbetone bei Untersuchungen unter zentrischer Druckbeanspruchung.*

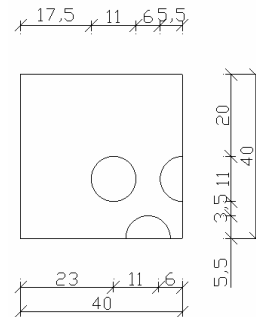
Bezeichnung	Geometrie (Viertelmodell)	Erläuterung
M1		reiner Mörtel
M2		Einkornmodell mit einem Gesteinskorndurchmesser von 7 mm
M3		Einkornmodell mit einem Gesteinskorndurchmesser von 11 mm
M4		Einkornmodell mit einem Gesteinskorndurchmesser von 19 mm
M5		Einkornmodell mit einem Gesteinskorndurchmesser von 25 mm

M6



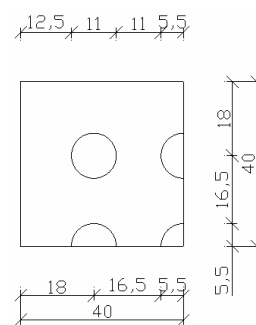
Mehrkornmodell mit einem Gesteinskorndurchmesser von 11 mm

M7



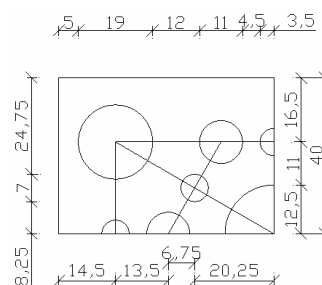
Mehrkornmodell mit enger Anordnung der Gesteinskörnung mit einem Gesteinskorndurchmesser von 11 mm

M8



Mehrkornmodell mit Anordnung der Gesteinskörnung mit einem Gesteinskorndurchmesser von 11 mm in einem quadratischen Raster

M9



Mehrkornmodell mit variierenden Gesteinskorndurchmessern von 7 bis 25 mm

Zusätzlich zu den Untersuchungen an Modellbetonen wurden Keil-Spalt-Versuche an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm, bestehend aus Mörtel der Zusammensetzung N und H entsprechend Tabelle 3.1 durchgeführt. Die Geometrie der Proben entsprechend Abbildung 4.21 entsprach den Vorgaben nach Untersuchungen von Zeitler [ZEIT 97].

Die Bezeichnung der unterschiedliche Proben erfolgt im Weiteren anhand folgender Deklaration: Indizes 1-2: Modellgeometrie (M1-M9), Index 3: verwendete Matrix (N-normalfest, H-hochfest, F-normalfest und Fasern), Index 4: verwendete Gesteinskörnung (G-Granit, Z-Ziegel). Index 4 entfällt bei reinen Mörtelproben.

### 3.3.2 Variation der äußeren Krafteinwirkung

Zur Studie des Einflusses der Art der äußeren Krafteinwirkung auf mikromechanische Prozesse im Betongefüge wurden die Modellbetone unterschiedlichen Belastungsarten unterworfen. Ein Überblick ist in Tabelle 3.4 gegeben. Die Kurzzeitversuche erfolgten verformungssteuert, sodass auch das charakteristische Entfestigungsverhalten der Proben ermittelt werden konnte.

Tabelle 3.4. Variation der Belastung der Modellbetone.

Art der Belastung	Erläuterung
einaxiale Kurzzeit-Druckbeanspruchung	Verformungsgesteuert, mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung in Intervallen von 0,1 mm, Verschiebungsgeschwindigkeit: 0,001 mm/s
einaxiale Druckschwellbeanspruchung	lastgesteuert, Belastungsgeschwindigkeit: 50 kN/s, $\sigma_u = 0,2 f_c$ , $\sigma_m = 0,4 f_c$ , $\sigma_o = 0,6 f_c$ , Lastspielzahl $N = 10^4$
einaxiale Kurzzeit-Zugbeanspruchung	verformungsgesteuert mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung in Intervallen von 0,01 mm, Verschiebungsgeschwindigkeit: 0,00007 mm/s

Die Keil-Spalt-Versuche wurden in Anlehnung an Untersuchungen von Zeitler [ZEIT 97] durchgeführt, die Lastaufbringung erfolgte verformungsgesteuert mit einer Verschiebungsgeschwindigkeit des Keils von 0,00003 mm/s. Bei allen Versuchen kam eine äußerst steife Prüfmaschine zum Einsatz.

## 3.4 Probekörperherstellung

Für die Modellbetone wurden Gesteinszylinder aus Granitblöcken bzw. Ziegelsteinen mit einer Länge von 120 mm und unterschiedlicher Durchmesser von 7, 11, 19 und 25 mm nass gebohrt. Für Untersuchungen des Einflusses der Gesteinskornrauigkeit wurden diese in einem weiteren Schritt sandgestrahlt. Die Zylinder wurden in einer Acrylschalung mit einer Abmessung von 240×80×100 mm in Abhängigkeit der jeweiligen Modellbetongeometrie mit paralleler Anordnung ihrer Längsachsen fixiert, wobei die Zylinder aus Ziegel vorgehäst wurden, indem sie 30 Minuten vor dem Betonieren kurz unter laufendem Wasser benässt wurden. Die Mörtelmatrix wurde nach der jeweiligen Mischungszusammensetzung hergestellt und nach Erreichen des für alle Mörtelmischungen angestrebten Ausbreitmaßes von ca. 160 mm sukzessive in die vorbereitete Schalung mit den fixierten Gesteinszylindern eingerüttelt. Die Proben wurden bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 28 Tagen nach DIN 1048 Teil 5/06.91 gelagert. Zwei Tage vor dem Versuch wurden aus jeweils einer betonierten Probe zwei Modellbetone mit der jeweils vorgegebenen Abmessung für einen Zug- und einen Druckversuch geschliffen. Nach dem Schleifen wurden die Proben bis zu 24 Stunden vor der Versuchsdurchführung wassergelagert.

Für die Probekörper der Keil-Spalt-Versuche wurden die Mörtel in gleicher Art und Weise erstellt und deren Ausbreitmaß eingespielt. Diese wurde in eine Stahlschalung mit einem ausgesparten Keil eingerüttelt und entsprechend der Modellbetone gelagert. Zwei Tage vor dem Versuch wurden die für die optischen Untersuchungen relevanten Oberflächen abgeschliffen und nach dem Schleifen wurden die Proben bis zu 24 Stunden vor der Versuchsdurchführung im Alter von ca. 28 Tagen wassergelagert.

### 3.5 Versuchsaufbau und -durchführung

Vor der Versuchsdurchführung wurde zunächst die für die optischen Untersuchungen relevante Beobachtungsfläche mit einem für eine korrekte Ermittlung der Oberflächenverformung fein verteilten stochastischen Muster versehen. Bei allen Druckversuchen wurden einaxiale Spannungszustände durch die Verwendung einer reibungsvermindernden Schicht aus Teflonfolien und eingebetteten Stearin-Vaseline-Lagen zwischen den Proben und den Lastplatten sichergestellt, die die Querdehnungsbehinderung durch die Lastplatten verhinderte.

Zu Beginn der Versuchsdurchführung der Kurzzeit-Druckversuche wurden die Proben mit einer geringfügigen Vorlast von ca. 2 % der zu erwarteten Bruchlast belastet, unter dieser Belastung wurde das für die optischen Untersuchungen benötigte Referenzbild der Probenoberfläche aufgenommen. Die Proben wurden dann einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung unterworfen unter kontinuierlicher Aufnahme der Probenoberfläche in Inkrementen von 10 Sekunden, sodass ca. 300 Aufnahmen zu unterschiedlichen Zeitpunkten zur Verfügung standen. Die Verformungskontrolle erfolgte durch drei Wegaufnehmer, die die Relativverschiebung der Lastplatten aufnahmen.

Bei den Versuchen unter einaxialer Druckschwellenbeanspruchung wurden die Proben auf die vorgegebene Mittellast  $\sigma_m$  belastet. Bei dieser Belastung erfolgte die Aufnahme des Referenzbildes. Nach dem Durchspielen von jeweils  $10^2$  Lastzyklen erfolgten weitere Aufnahmen bei  $\sigma_m$ . Somit standen bei dieser Versuchsart 100 Aufnahmen zur Verfügung. Der typische Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.2 gegeben.

Für die Zugversuche wurden die Proben 24 Stunden vor der Versuchsdurchführung in die Lastplatten mittels eines hochfesten Epoxydharzes eingeklebt und mit einer geringfügigen Drucklast von ca. 5 % der Bruchlast belastet. Zur Erhöhung der Verbundfestigkeit wurden Lastplatten mit einer fein profilierten Oberfläche verwendet. Eine steife thermische Trennschicht zwischen der stark wärmeentwickelnden Prüfapparatur und den Lastplatten verhinderte mögliche Austrocknungserscheinungen des Epoxydharzes. Zu Versuchsbeginn wurde ein Referenzbild der Probenoberfläche bei der aufgetragenen Vorbelastung von ca. 5 % der Zugfestigkeit aufgenommen. Die Proben wurden dann einaxialer Kurzzeit-Zugbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung unterworfen unter kontinuierlicher Aufnahme der Probenoberfläche in Inkrementen von 2 Sekunden, sodass Aufnahmen zu ca. 2000 Zeitpunkten zur Verfügung standen. Auch hier erfolgte eine Verformungskontrolle anhand von drei Wegaufnehmern, welche die Relativverschiebung der Lastplatten aufnahmen.



Abbildung 3.2: Versuchsaufbau bei einaxialer Druckbeanspruchung.

Zur Durchführung der Keil-Spalt-Versuche wurden die Proben in den dafür vorbereiteten Versuchstand eingebracht, eine leichte Vorlast von ca. 5 % der zu erwarteten Bruchlast aufgebracht, unter welcher dann das Referenzbild erfasst wurde. Unter sukzessiver Laststeigerung wurden dann ca. 5000 Aufnahmen in Inkrementen von 2 Sekunden erstellt. Die Verformungskontrolle erfolgte unter Steuerung der Verschiebungsgeschwindigkeit des Keils.

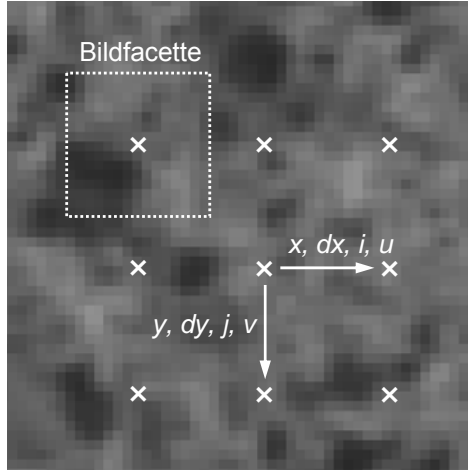
### 3.6 Datenanalyse

Die Digitalaufnahmen wurden einer Korrelationsanalyse mittels der Software ARAMIS unterzogen. Bei Versuchen, bei denen mehr als 300 Aufnahmen zu Verfügung standen, erfolgte aufgrund des enormen Rechenaufwandes zunächst eine stichprobenartige Auswertung der Bildserien und eine darauffolgende detaillierte Auswertung relevanter Zeitintervalle. Bei den auszuwertenden Bildserien wurden Verschiebungen einzelner Bildfacetten in vertikale wie horizontale Richtung relativ zu ihrer ursprünglichen Lage im Referenzbild errechnet. Die Ermittlung dieser Verschiebungsdaten erfolgte in einem Raster mit einem Abstand von 13 Pixeln zwischen den Mittelpunkten der jeweils benachbarten Bildfacetten, die eine Größe von jeweils 15×15 Pixel aufwiesen und somit leicht überlappten. Bei einem Beobachtungsfeld von 40×40 mm entsprach die Größe eines Pixels 20 µm.

Anhand der gewonnenen Verschiebungsdaten lassen sich unterschiedliche Verformungsbilder konstruieren. Die verwendete Software erlaubt routinemäßig die flächenhafte Darstellung der ermittelten horizontalen wie vertikalen Verschiebungen  $u$  und  $v$  der einzelnen Bildfacetten. Sie ermöglicht weiterhin die Darstellung der horizontalen wie vertikalen Dehnungen  $\varepsilon_x$  und  $\varepsilon_y$  und die Gleitungen  $\gamma_{xy}$ , sowie die Darstellung der Haupt- und Nebendehnungen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$ . Die Werte  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  werden softwareintern anhand der Ermittlung eines Verzerrungstensors  $V$ , im Falle der Ermittlung technischer Dehnungen in der Form

$$V = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y \end{bmatrix} \quad 3.1$$

in der Umgebung eines Feldes von jeweils  $3 \times 3$  Facetten ermittelt (siehe Abbildung 3.3). Die Haupt- und Nebendehnungen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  ergeben sich aus bekannten Zusammenhängen der Mechanik. Vorteil dieser Methode der Ermittlung eines Deformationsgradienten in der Umgebung eines Feldes von jeweils  $3 \times 3$  Facetten sind homogenere Dehnungs- wie Gleitungsbilder verbunden mit dem Nachteil, dass lokale Dehnungen, wie sie insbesondere im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix stattfinden, verschmiert werden. Diese können jedoch durch die Auswertung von Relativverschiebungen zwischen einzelnen Facettenmittelpunkten ermittelt werden.



$$\varepsilon_x = \frac{\sum_{k=-l}^l u_{i+l,j+k} - u_{i-l,j+k}}{6dx} \quad 3.2$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sum_{k=-l}^l v_{i+k,j+l} - v_{i+k,j-l}}{6dy} \quad 3.3$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\sum_{k=-l}^l u_{i+k,j+l} - u_{i+k,j-l}}{6dy} + \frac{\sum_{k=-l}^l v_{i+l,j+k} - v_{i-l,j+k}}{6dx} \quad 3.4$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right)^2} \quad 3.5$$

Abbildung 3.3: Ermittlung von Dehnungen und Gleitungen mit  $i, j$  = Facetteneinheitskoordinate und  $u, v$  = horizontale bzw. vertikale Verschiebung des Facettenmittelpunktes und  $dx$  bzw.  $dy$  = Abstand der Facettenmittelpunkte im Referenzbild.

Zusätzlich zu dieser quantitativen Darstellungsweise der Dehnungen und Gleitungen wurde eine eigene qualitative Auswertung zur besseren Darstellung der Art der sich einstellenden Deformationen ermöglicht. Hierbei wurden zunächst anhand der gemessenen horizontalen wie vertikalen Verschiebungsdaten die aktuellen Koordinaten der einzelnen Facettenmittelpunkte ermittelt. Durch Verbindung der Koordinaten von jeweils 4 benachbarten Punkten im ursprünglichen Messraster lassen sich dann sukzessive einzelne Elemente entsprechend Abbildung 3.4 konstruieren. Diese sind im Referenzbild zunächst quadratisch und verformen sich entsprechend unter Last. Durch diese Darstellung lassen sich so charakteristische Verformungen und insbesondere Verzerrungen sehr gut abbilden.

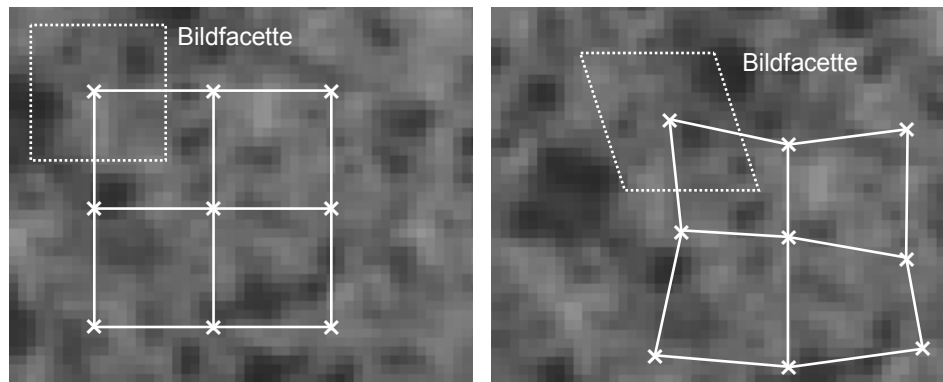


Abbildung 3.4: Konstruktion von Deformationsbildern, links: Referenzbild, rechts: Verformungsbild bei äußerer Krafteinwirkung.

## 3.7 Ergebnisse

### 3.7.1 Verformungsfeld bei einaxialer Druckbeanspruchung

Zur qualitativen Beschreibung der Ergebnisse wurden Deformationsbilder, wie in Kapitel 3.6 beschrieben, konstruiert. Diese können die Art der mikromechanischen Prozesse sehr gut wiedergeben. Eine quantitative Beschreibung erfolgt zunächst anhand der Wiedergabe der Verteilung der Haupt- und Nebendehnungen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  und der Gleitungen  $\gamma_{xy}$  in Abhängigkeit des Probendehnungs- bzw. Spannungszustandes. Die Darstellung der Haupt- und Nebendehnungen hat den Vorteil, dass die maximal auftretenden Deformationen wiedergegeben werden können. Die Hauptdehnungen geben dabei die maximal auftretenden Aufweitungen wieder und die Nebendehnungen die Maximalwerte der Beträge der auftretenden Stauchungen. Dabei bleibt die jeweilige Richtung der auftretenden lokalen Dehnungen zunächst jedoch unberücksichtigt.

Bei all diesen Darstellungsweisen werden die Verformungen zunächst als Dehnungen bezeichnet, wenn auch davon ausgegangen werden kann, dass ein Großteil der auftretenden Verformungen Risse darstellen. Diese werden hier zunächst verschmiert als Dehnung dargestellt. Die Unterscheidung zwischen Rissbildung und reiner Dehnung erfolgt in den darauffolgenden Kapiteln, sodass dann anhand des Wertes der Dehnung eine Aussage zur Rissbildung erfolgen kann.

### Einkornmodelle

In Abbildung 3.5 sind zunächst die Spannungsdehnungslinien für die Proben M5NG, M5NZ und M5HG (Deklaration siehe Kapitel 3.3.1) wiedergegeben. Die Druckfestigkeit der Probe M5HG mit einer Gesteinskörnung aus Granit und einer hochfesten Mörtelmatrix war um den Faktor 2 höher als die Druckfestigkeit der Probe M5NG mit einem Graniteinschluss und einer normalfesten Mörtelmatrix. Durch die Verwendung eines Ziegeleinschlusses bei der Probe M5NZ reduzierte sich die Festigkeit ein wenig im Vergleich zur Probe mit einem Granitein-



schluss bei gleichbleibender Matrixfestigkeit. Ähnliche Verhältnisse fanden sich für die Elastizitätsmoduln. Dagegen nahm die Duktilität von der Probe M5HG bis zur Probe M5NZ zu mit deutlich erhöhten inelastischen Verformungen im Bereich der Spannungsdehnungslinie bis zum Erreichen der Bruchspannung und einem weniger steilen Abfall der Steifigkeiten im Entfestigungsbereich der Spannungsdehnungslinie. Abbildung 3.6 gibt die resultierenden Deformationsfelder dieser Proben für einen Probenausschnitt von 40×40 mm für jeweils zwei Verformungszustände wieder. Dieser Ausschnitt entspricht dem Beobachtungsfeld der Messungen.

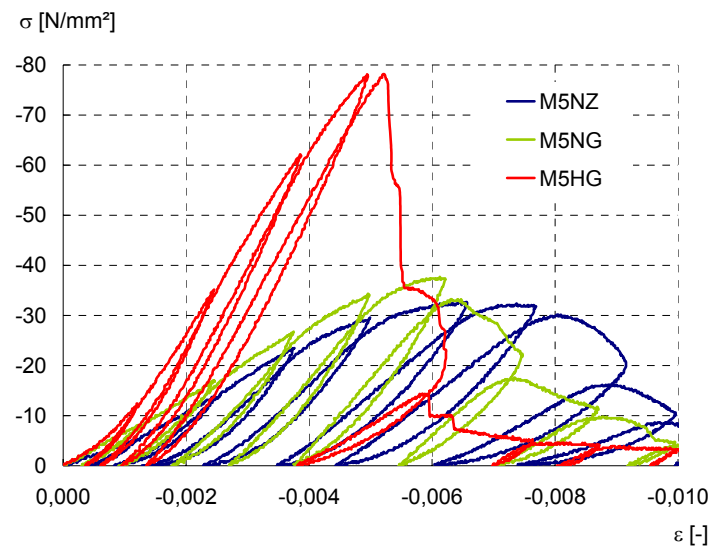


Abbildung 3.5: Spannungsdehnungslinien für Proben M5NG, M5NZ und M5HG bei zentrischer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit Ent- und Wiederbelastungszyklen.

Hier zeigte sich, dass bei einer relativ geringen Belastung bei allen drei Proben Dehnungskonzentrationen im Verbundbereich zwischen dem Gesteinskorn und der Matrix auftraten mit charakteristischen Aufweitungen, Verdichtungen und Verzerrungen der ursprünglich quadratischen Elemente. Diese Dehnungskonzentrationen waren bei der Probe M5NG am ausgeprägtesten. Die Dehnungen in der Matrix waren bei diesem Verformungszustand noch relativ homogen, wobei sich insbesondere bei den Proben M5NG und M5HG Bereiche mit lokalen Dehnungskonzentrationen andeuteten. Auch die Verformungen im Korn waren relativ homogen, wobei sich bei der Probe M5NZ im Ziegeleinschluss Verdichtungen abzeichneten.

Bei einer höheren Verformung mit entsprechenden Spannungen im Bereich der Bruchspannung fand eine deutliche Zunahme der Dehnungskonzentrationen im Verbundbereich statt. Die elliptische Form der Gesteinskörner bei den Proben M5HG und M5NZ deutet auf eine im Vergleich zur Probe M5NG höhere Dehnungsbeteiligung an den Gesamtverformungen. Bei der Probe M5NZ traten sogar merkliche Aufweitungszone im Gesteinskorn auf. Weiterhin ergaben sich deutliche Bereiche von Aufweitungen in der Matrix. Diese können unterschieden werden in Bereiche, in denen sich die Dehnungskonzentrationen in der Verbundzone in der Matrix fortpflanzten und davon unabhängige Bereiche. So fanden sich bei der Probe M5NG und M5HG im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse in der Verbundzone startende und sich in der

Matrix fortpflanzende linienförmige Aufweitungszonen. Bei der Probe M5NG mit einer normalfesten Matrix waren diese Linien geneigt und deuteten einen Schubkegel an. Bei der Probe M5HG mit einer hochfesten Matrix verliefen diese Linien senkrecht zur Lastachse.

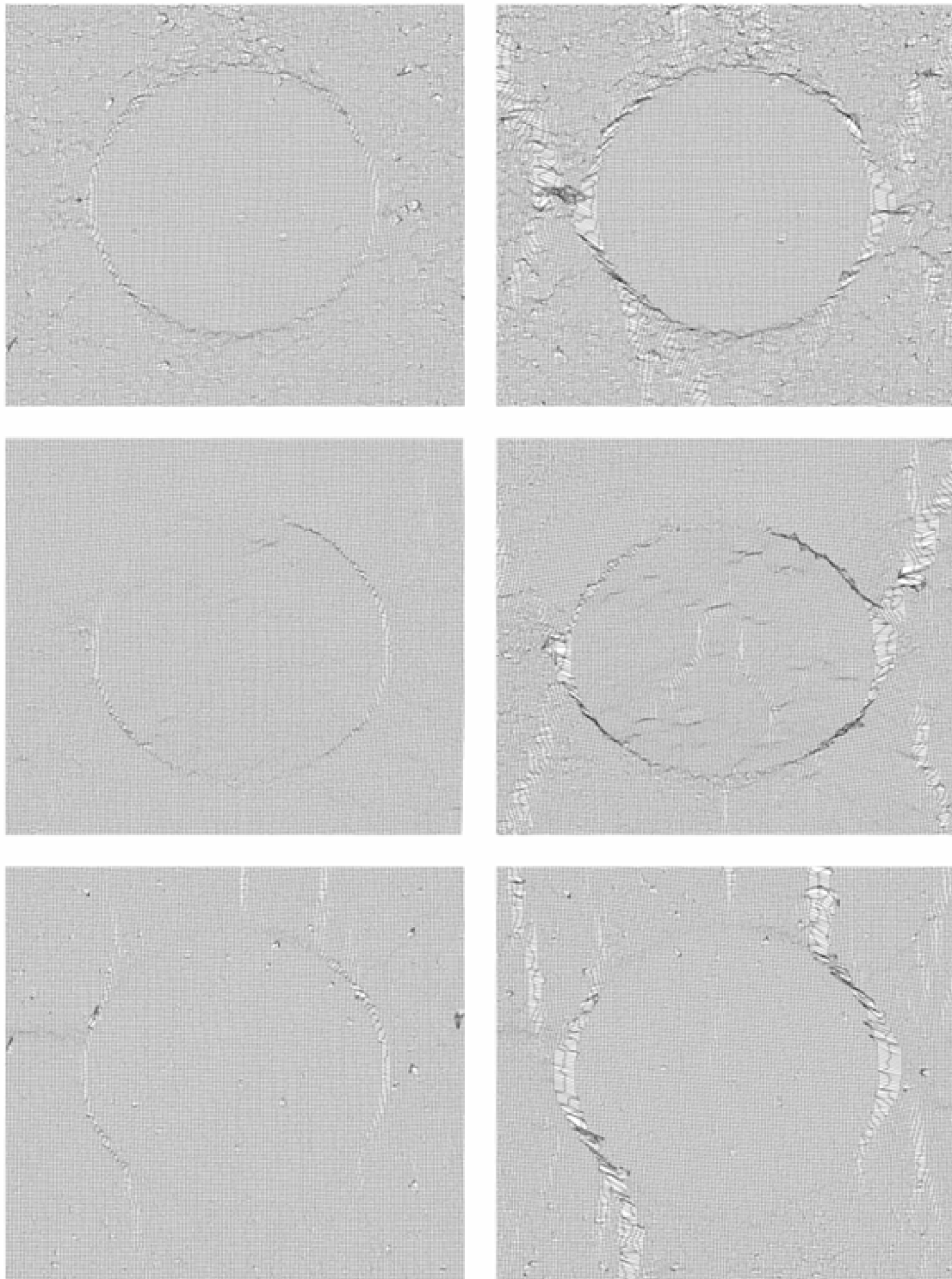


Abbildung 3.6: Verformungsbilder für Proben M5NG (oben), M5NZ (Mitte) und M5HG (unten) bei einer Probendehnung von -2,4 ‰ (links) und -6,2 ‰ (rechts).

Bei der Probe M5NZ mit dem Ziegeleinschluss konnten diese Risse bei dieser Belastung nicht beobachtet werden. Weitere Lokalisierungszonen fanden sich bei der Probe M5NG oberhalb und unterhalb des Gesteinskorns. Bei allen Proben entstanden sehr ähnliche Aufweitungsänder in der Matrix am linken und rechten Rand der Probe.

In Abbildung 3.7 und Abbildung 3.8 sind die Verläufe der Hauptdehnungen, Nebendehnungen und Gleitungen für die beiden zuvor dargestellten Verformungszustände und gleiche Probenausschnitte abgebildet.

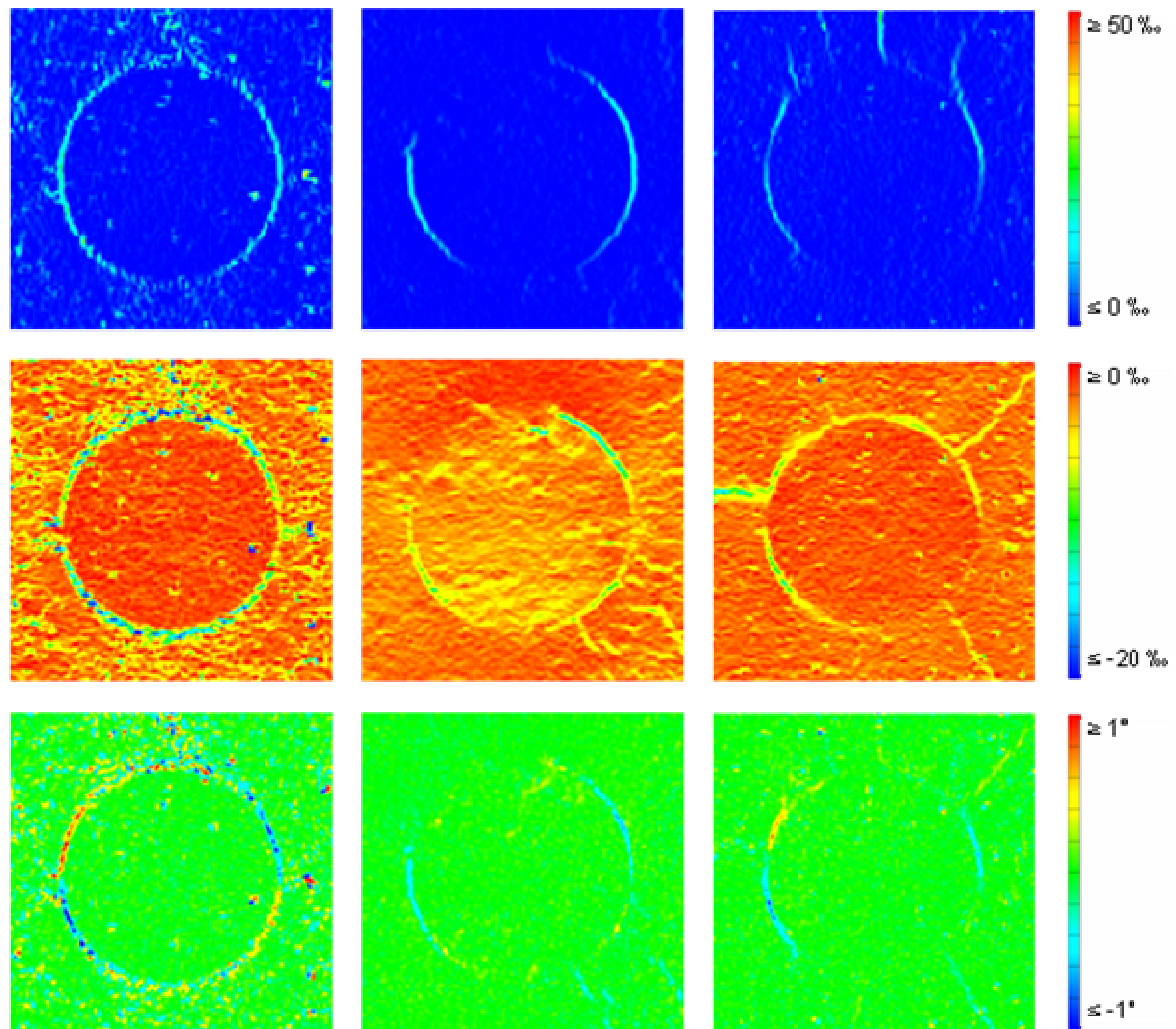


Abbildung 3.7: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Proben M5NG (links), M5NZ (Mitte) und M5HG (rechts) bei einer Probendehnung von -2,4 ‰.

Wie in Kapitel 3.6 dargestellt, werden softwareintern die Dehnungen über einen Bereich der Abmessung von 2 mal dem Abstand der Facettenmittelpunkte verschmiert, in diesem Fall auf einen Bereich von 520  $\mu\text{m}$ . Genauere Beobachtungen von Relativverschiebungen ergaben jedoch, dass sich die Dehnungskonzentrationen in der Regel zwischen zwei Facettenmittelpunkten einstellten. Bei einer Abmessung der Kontaktzone von 50  $\mu\text{m}$  bedeutet dies, dass die

hier dargestellten Dehnungen in Wirklichkeit ca. um den Faktor 10 höher sein werden. Dies muss bei der Beurteilung aller dargestellten Verformungsbilder berücksichtigt werden. Im Folgenden werden jedoch nur die softwareintern errechneten, also verschmierten Dehnungswerte diskutiert. Entsprechend den Verläufen der Hauptdehnungen in Abbildung 3.7 kam es schon bei einer relativ geringen Probenstauchung bei der Probe M5NG zu Dehnungskonzentrationen von ca. 15 ‰ nahezu um das komplette Korn herum, während diese bei den anderen beiden Probekörper sich auf Bereiche von  $\pm 45^\circ$  bis  $135^\circ$  konzentrierten.

Auch die zuvor beschriebenen Dehnungskonzentrationen in der Matrix deuteten sich bei den Proben M5NG und M5HG an, wobei sie bei M5NG eher diffus oberhalb und unterhalb des Einschlusses auftraten und bei M5HG linienförmig in Form von sich aus der Verbundzone fortpflanzende Dehnungskonzentrationen.

Die Auswertung der Nebendehnungen verdeutlicht eine auffällige Stauchung des Verbundbereiches von durchschnittlich 10 ‰ bei der Probe M5NG, die sich auch hier nahezu um das komplette Korn erstreckte. Die Stauchungen in der Matrix waren diffus verteilt mit einer Größenordnung von ca. 2 ‰. Die Stauchungen im Graniteinschluss waren nahezu vernachlässigbar mit einer Größe von ca. 0,5 ‰. Bei der Probe M5NZ kam es zu einer lokalen Ausbildung von Verdichtungszone im Verbundbereich mit einem jeweiligen Maximum im Bereich von  $\pm 45^\circ$  und einer mittleren Größenordnung von 6 ‰. Auffällig war hier die Konzentration von Stauchungen im Ziegeleinschluss in einer Größenordnung von ca. 4 ‰. Die Stauchungen in der Matrix waren konzentriert auf Bereiche links und rechts vom Gesteinskorn mit einer dem Einschluss entsprechenden Größe, oberhalb und unterhalb des Einschlusses waren sie deutlich geringer. Bei der hochfesten Probe M5HG kam es analog zur Probe M5NZ zu Stauchungen im Verbundbereich. Im Korn wie in der Matrix stellte sich eine vergleichsweise homogene Stauchung von ca. 2 bis 3 ‰ ein. Auffällig sind lokale Stauchungsbänder, die sich sternartig um das Korn ausbildeten. Dies deutet auf die Schließung von Schwindrissen. Bei allen Proben waren Gleitungskonzentrationen im Bereich der Verbundzone zu beobachten mit einem Maximum im Bereich von ca.  $\pm 60^\circ$  zur Lastachse. Sie waren bei der normalfesten Probe M5NG jedoch doppelt so hoch. Weiterhin deutete sich bei dieser Probe eine Umkehr des Vorzeichens der Gleitung in Bereichen von ca.  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse an. Abbildung 3.8 gibt den Zustand bei einer hohen Dehnung, bei der sich jeweils ca. die Höchstlast einstellte, wieder. Bei allen Proben waren extreme Dehnungskonzentrationen der Hauptdehnungen mit mehr als 50 ‰ am seitlichen Kornrand zu beobachten. Bei der normalfesten Probe ergab sich eine ausgeprägte Zone von Dehnungskonzentrationen in der Matrix oberhalb und unterhalb des Einschlusses mit Werten von ca. 10-20 ‰. Bei der Probe M5NZ fand sich jeweils eine feine, linienförmige Lokalisierungszone in diesen Bereichen. Bei allen drei Proben kam es zu schrägen Dehnungsbändern am seitlichen Matrixrand, die bei der Probe mit dem Ziegeleinschluss am ausgeprägtesten ausfielen.

Im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse waren die bei der Probe M5NG und M5HG in der Verbundzone startende und sich in der Matrix fortpflanzende linienförmige Aufweitungszonen deutlich ausgeprägt. Bei der Probe M5NG mit einer normalfesten Matrix waren diese Linien geneigt und deuteten einen Schubkegel an. Bei der Probe M5HG mit einer hochfesten Matrix

verliefen diese Linien senkrecht zur Lastachse. Bei der Probe M5NZ mit dem Ziegeleinschluss fand diese Fortpflanzung erst bei einer höheren Laststufe statt. Dagegen kam es im Ziegeleinschluss zu ausgeprägten linienförmigen Dehnungskonzentrationen mit einer Ausrichtung zur Lastachse und Werten von ca. 20 ‰. Bei der hochfesten Probe M5HG deuteten sich diese Lokalisierungsbereiche im Korn ebenfalls an. Die Nebendehnungen bzw. Stauchungen konzentrierten sich auch hier auf den Bereich der Verbundzone mit einer Zunahme der Werte über 20 ‰. Während sich diese Stauchungen bei der normalfesten Probe M5NG mit einem Graniteinschluss nahezu über den gesamten Bereich dieser Zone einstellten, konzentrierten sich diese bei den anderen Proben auf etwas kleinere Bereiche mit einem Maximum im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse.

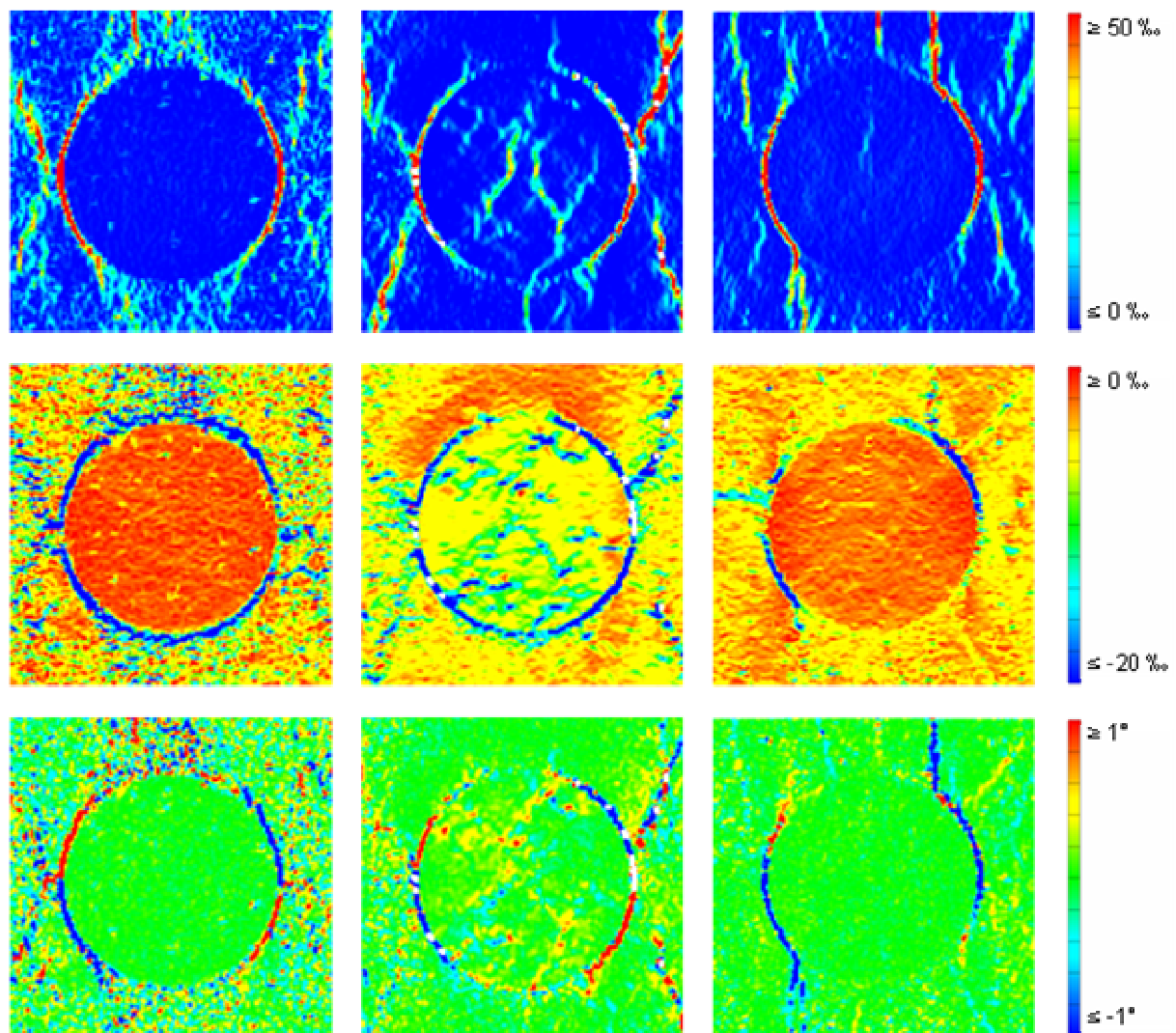


Abbildung 3.8: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Proben M5NG (links), M5NZ (Mitte) und M5HG (rechts) bei einer Probendehnung von -6,2 ‰.

Auch in der Matrix nahmen die Stauchungskonzentrationen in charakteristischer Weise zu. So ergaben sich Maximalwerte bei der Probe M5NG von bis zu 20 ‰ in Bereichen oberhalb und unterhalb des Gesteinskorns. Außerhalb dieser Zone betrug die Stauchung nur 5 ‰. Die Stau-

chung im Korn betrug ca. 2 ‰. Dagegen lagen die Stauchungen bei der Probe M5NZ in der Matrix relativ homogen verteilt bei ca. 4 ‰ und im Korn dagegen bei ca. 8 ‰. Bei der hochfesten Probe betrug die mittlere Matrixstauchung ca. 6-7 ‰. Die Kornstauchung betrug ca. 4 ‰. Auch die Gleitungen waren bei dieser Probenstauchung bei allen Proben deutlich erhöht. Sie waren nun nicht mehr auf die Verbundzone konzentriert, sondern fanden sich in allen Bereichen erhöhter Aufweitungen wieder. Auffallend sind enorme Gleitungen im Ziegeleinschluss in der Probe M5NZ.

Die Darstellung der Haupt- und Nebendehnungen hat den Vorteil, dass die maximal auftretenden Deformationen wiedergegeben werden können. Jedoch ist auch von Interesse, in welcher Richtung diese auftreten. Aufschluss darüber soll exemplarisch die Abbildung der Hauptdehnungen mit ihren zugehörigen Richtungen für die Proben M5NG, M5NZ und M5HG bei einer Probendehnung von -3,7 ‰ geben. Diese sind in Abbildung 3.9 wiedergegeben. So traten die Hauptdehnungen bei den Proben M5NZ und M5HG hauptsächlich in Richtung senkrecht zu Belastungsachse auf. Die Richtungsvektoren waren hier insbesondere bei der Probe M5NZ mit dem Ziegeleinschluss in einer normalfesten Matrix äußerst homogen ausgerichtet. Bei der hochfesten Probe M5HG wurden die Richtungsvektoren im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix abgelenkt und verliefen in einem Winkel von ca. 45-60° zur Lastachse geneigt. Bei der Probe M5NG waren die Richtungsvektoren deutlich diffuser ausgerichtet. Nur im Einzugsbereich der Verbundzone zeichnete sich eine ähnliche Ausrichtung der Vektoren wie bei der hochfesten Probe ab.

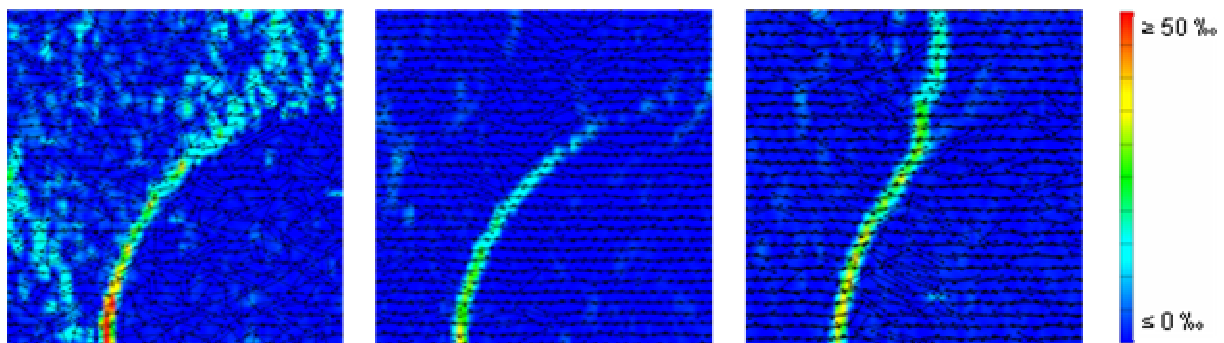


Abbildung 3.9: Hauptdehnungen und zugehörige Richtung für die Proben M5NG (links), M5NZ (Mitte) und M5HG (rechts) bei einer Probendehnung von -3,7 ‰.

Die bisherigen Ergebnisse haben die Untersuchungen an sogenannten Einkornmodellen mit einem relativ großen Durchmesser der Einschlüsse von 25 mm wiedergegeben. Analoge Untersuchungen wurden an Proben gleicher Abmessung, jedoch mit kleineren Gesteinskornradien von 7 mm (Probe M2), 11 mm (Probe M3) und 19 mm (Probe M4) durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Verformungen qualitativ sehr gut übereinstimmen. Quantitativ nahmen die Werte in charakteristischer Weise mit zunehmendem Kornradius nahezu linear zu. Anhand der Spannungsdehnungslinien war zu erkennen, dass mit zunehmendem Kornradius der Elastizitätsmodul, die Festigkeit und die Duktilität nahezu linear abnahmen.



## Mehrkornmodelle

Es stellt sich nun die Frage, in welcher Art und Weise sich die Gesteinskörner in Abhängigkeit ihrer Abmessung und Lage zueinander und der mechanischen Eigenschaften der unterschiedlichen Phasen beeinflussen. Zur Klärung dieses Sachverhaltes dienen zunächst die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen der Proben M9NG, M9NZ und M9HG. Diese zeichnen sich aus durch eine der Sieblinie A32 entsprechenden Kornabstufung, bei der Gesteinskörner ab einem Durchmesser von 7 mm bis 25 mm diskret abgebildet wurden und einer definierten Lage der jeweiligen Gesteinskörner zueinander. Auch hier wurden die Unterschiede in den Elastizitätsmodul- wie Festigkeitsverhältnissen der einzelnen Phasen zueinander in Analogie zu den zuvor dargestellten Ergebnissen der Proben M5NG, M5NZ und M5HG untersucht. In Abbildung 3.10 und Abbildung 3.11 sind die Verteilungen der Haupt- und Nebendehnungen sowie der Gleitungen für zwei unterschiedliche Verformungszustände wiedergegeben. Die dargestellten Bildausschnitte entsprechen einer Größe des Gesamtbeobachtungsfeldes von  $80 \times 80$  mm. Dies bedeutet, dass die Dehnungskonzentrationen in diesem Fall über eine Fläche von jeweils  $1040 \mu\text{m}$  verschmiert werden, sodass die Werte im Vergleich zu den zuvor beschriebenen Ergebnissen bei den Einkornmodellen bei gleichen Dehnungskonzentrationen um 50 % reduziert sind. Die wahren Dehnungen in der Verbundzone müssten also um den Faktor 20 höher sein. Diese Tatsache muss also zum einen bei der Beurteilung der Ergebnisse berücksichtigt werden und muss zum anderen beim Vergleich von Ergebnissen unterschiedlicher Abmessungen der Beobachtungsfelder berücksichtigt werden. Dies ist insbesondere beim Vergleich mit den Einkornmodellen wichtig, da hier zur Genauigkeitssteigerung ein Beobachtungsfeld von 50 % des Feldes aller anderen Versuche gewählt wurde. Dies bedeutet, dass bei gleicher softwareintern ermittelter Dehnungen bei Dehnungslokalisierungen wie im Falle im Bereich der Verbundzone die wahren Dehnungen bei den Proben mit einem Beobachtungsfeld von  $80 \times 80$  mm doppelt so hoch sind wie bei einem Beobachtungsfeld von  $40 \times 40$  mm.

Die Spannungsdehnungslinien der Proben M9NG, M9NZ und M9HG zeigten eine Zunahme des Elastizitätsmoduls für die Proben mit mehreren Gesteinskörnern aus Granit im Vergleich zu den dargestellten Spannungsdehnungslinien für die Proben mit nur einem Gesteinskorn. Bei der Probe mit dem Ziegeleinschluss war der Elastizitätsmodul nahezu identisch. Ähnliches gilt für die Druckfestigkeiten. Bei allen Proben war die Duktilität leicht erhöht. Die Ergebnisse der Verformungsmessungen in Abbildung 3.10 zeigen, dass sich bei dieser komplexen Probengeometrie prinzipiell ähnliche Prozesse einstellen, wie sie bei den Proben mit jeweils nur einem Einschluss vorgefunden wurden.

Anhand der Darstellung der Verteilung der Hauptdehnungen bei dieser geringen Probenstauung waren auch bei diesen Proben lokale Aufweitungen im Verbundbereich zu verzeichnen. Die Größenordnung lag bei ca. 10 ‰ beim Größtkorn von 25 mm und fiel somit kleiner aus als beim Einkornmodell mit 15 ‰. Aufgrund der dargestellten Tatsache, dass die Dehnungskonzentrationen über ein doppelt so breites Feld verschmiert werden, sind sie somit jedoch real als größer zu beurteilen. Prinzipiell konzentrierten sich die Aufweitungen sowohl auf die Verbundbereiche bei den größeren Einschlüssen, aber auch bei geringeren Einschlüssen mit einem sehr geringen Abstand zum Nachbarkorn sind diese erhöht. Dies gilt

einem sehr geringen Abstand zum Nachbarkorn sind diese erhöht. Dies gilt für alle Proben, wobei die Aufweitungen bei der normalfesten Probe am ausgeprägtesten sind. Die Nebendehnungen waren auch hier bei allen Proben auf Bereiche der Verbundzone konzentriert. Es fanden sich ähnliche Verteilungen und Größenordnungen der Stauchungen wie bei den Ergebnissen bei nur einem Einschluss. Besonders auffällig ist jedoch die Ansammlung von Stauchungsbändern in der Matrix bei der Probe M9NZ mit einem Ziegeleinschluss und der hochfesten Probe M9HG, welche das Schließen von Schwindrissen widerspiegelt. Diese Effekte waren bei der normalfesten Probe M9NG mit einer Granitkörnung nicht festzustellen. Auch dies entspricht den Beobachtungen an den Einkornmodellen. Die Gleitungen konzentrierten sich auch hier auf Verbundbereiche, in denen erhöhte Aufweitung bzw. Stauchung festzustellen waren mit einem Maximum im Bereich von ca.  $\pm 60^\circ$  zur Lastachse.

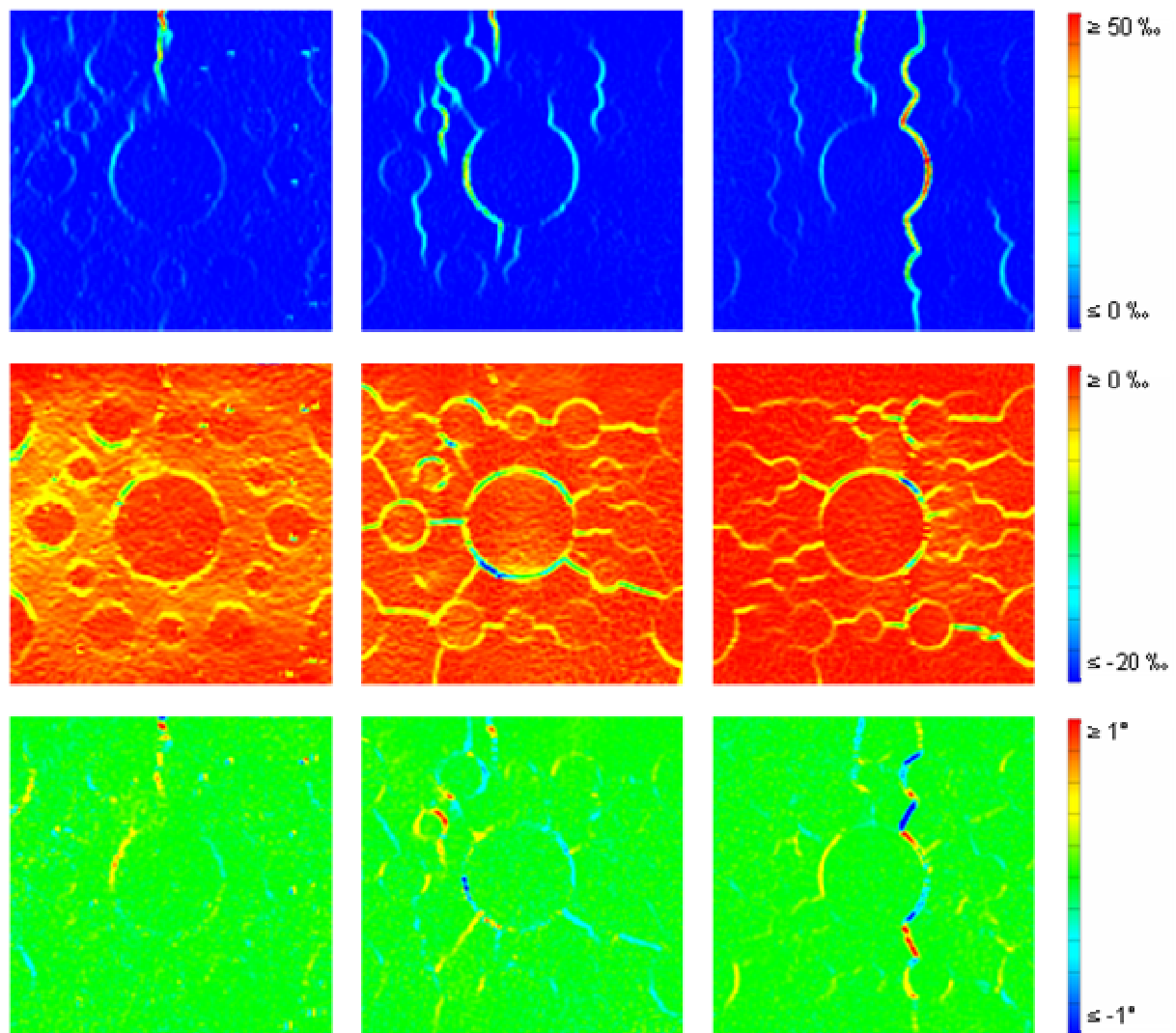


Abbildung 3.10: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Proben M9NG (links), M9NZ (Mitte) und M9HG (rechts) bei einer Probendehnung von  $-2,4 \text{ ‰}$ .

Abbildung 3.11 gibt die Zustände wieder, wie sich bei einer höheren Probenstauchung einstellen. Hierbei ergab sich aus den Hauptdehnungen ein charakteristisches Muster von Aufwei-



tungsbändern in den Verbundbereichen und der Matrix. Weiße Flächen in den Dehnungsbildern deuten darauf, dass in diesen Bereichen die Verformungen so groß sind, dass keine Messwerte mehr ermittelt werden konnten. Die Aufweitungsbänder zeigten deutliche Unterschiede in den Mustern in Abhängigkeit der verwendeten Matrix bzw. Gesteinskörnung. So kam es bei der normalfesten Probe M9NG mit einer Gesteinskörnung aus Granit zur Ausbildung um ca.  $\pm 30^\circ$  zur Lastachse geneigten Aufweitungsbändern in den Bereichen größerer Körner und bei Körnern mit einem geringen Abstand zueinander. Diese deuteten wiederum auf die Ausbildung von sogenannten Schubkegeln, wie sie bei der Probe M5NG vorzufinden waren. Diese ergaben sich aus der Fortpflanzung der Lokalisierungen im Verbundbereich in die Matrix an der Stelle  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse am Kornrand.

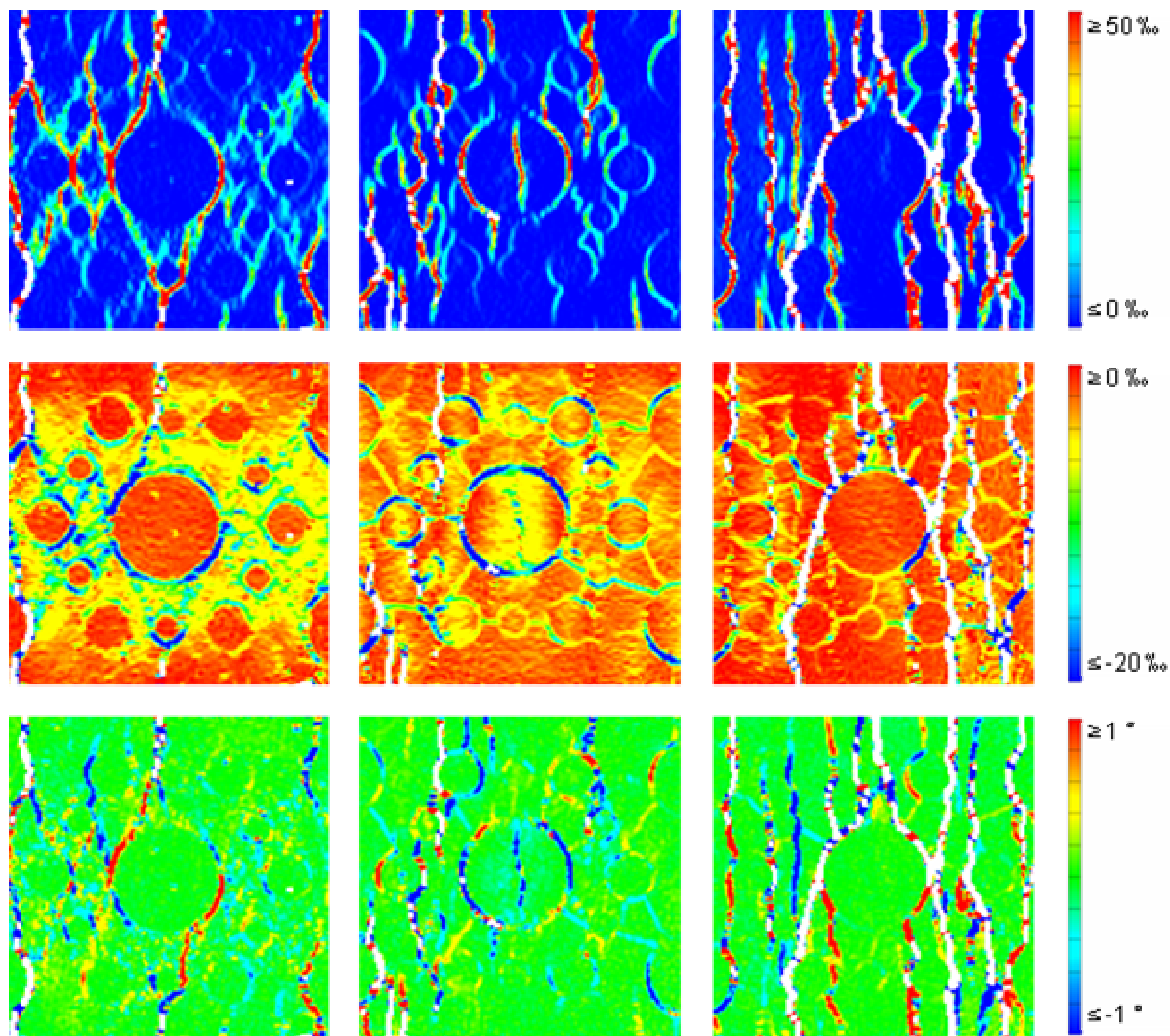


Abbildung 3.11: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Proben M9NG (links), M9NZ (Mitte) und M9HG (rechts) bei einer Probendehnung von -6,2 ‰.

Bei der Probe M9NZ mit einem Ziegeleinschluss und der hochfesten Probe M9HG fand diese Fortpflanzung an den gleichen Stellen am Kornrand statt, jedoch sind die Bänder nicht geneigt und verliefen hier in Richtung der Lastachse. Auch in den Einschlüssen fanden sich bei

der Probe mit dem Ziegeleinschluss Lokalisierungsbänder mit einer Ausrichtung zur Lastachse, diese deuteten sich auch in geringerem Maße ebenfalls bei der hochfesten Probe an. Die Höchstwerte der Nebendehnungen in einer Größenordnung von bis über 20 ‰ waren in der Verbundzone in einem Bereich von  $\pm 45^\circ$  vorzufinden. Sie fielen prinzipiell bei der Probe M9NG bei dieser Laststufe am regelmäßigsten aus und konzentrierten sich weiterhin auf die Matrix mit Werten bis zu 10 ‰, während sie bei der Probe M9NZ deutlich auf die Matrix und die Gesteinskörnung verteilten. Bei der hochfesten Probe kam es offensichtlich aufgrund fortgeschrittener Probenschädigung zu Entlastungen in der Matrix. Auch die Gleitungen hatten bei dieser Probenstauchung enorm zugenommen.

Die bisher dargestellten Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Werte der Dehnungen und Gleitungen mit abnehmendem Abstand der Körner zueinander in charakteristischer Weise zunehmen. So ergaben sich Dehnungskonzentrationen bei der komplexen Modellgeometrie M9 mit einem variierenden Gesteinskorndurchmesser nicht nur bei den größeren Einschlüssen, wie es im Allgemeinen erwartet wird, sondern auch bei viel kleineren Einschlüssen, wenn sie einen geringen Abstand zur benachbarten Gesteinskörnung aufwiesen. Dieser Effekt soll anhand der Studie der Ergebnisse der Proben M8NG, M6NG und M7NG genauer untersucht werden.

Bei diesen Proben handelt es sich um Modelle mit jeweils 8 bzw. 9 Gesteinskörnern aus Granit mit einem Durchmesser von 11 mm, welche in einer definierten Anordnung zueinander in eine normalfeste Matrix eingebettet waren. Hierbei wurde zum einen der Abstand der in einem regelmäßigen Raster von gleichseitigen Dreiecken angeordneten Körner bei den Modellen M6NG und M7NG zwischen 12 mm und 6 mm variiert. Zusätzlich wurde eine Probe mit einer Anordnung der Körner in einem quadratischen Raster mit einem vertikalen wie horizontalen Abstand von 11 mm der Körner zueinander betrachtet, um den Einfluss der prinzipiellen Anordnung zu klären. In Abbildung 3.12 ist eine Übersicht zu den auftretenden Hauptdehnungen, Nebendehnungen und Gleitungen, exemplarisch für eine hohe Probenstauchung, gegeben. Da das Beobachtungsfeld und die dargestellten Bilder einer Abmessung von 80×80 mm entsprechen, sind lokale Dehnungskonzentrationen in der Realität, wie zuvor besprochen, um den Faktor 20 höher.

Anhand der Hauptdehnungen ist zu erkennen, dass sich ein ausgeprägtes Muster von Aufweitzonen im Verbundbereich und der Matrix einstellte. Die Aufweitzungen in den Verbundbereichen waren bei allen Proben im Allgemeinen an den innenliegenden Körnern geringer als bei den am Probenrand liegenden. Die auftretenden Maximalwerte dieser Aufweitzungen von über 50 ‰ waren ebenfalls bei allen Proben festzustellen. Die Anzahl der auftretenden Bereiche erhöhter Aufweitzungen im Verbund nahmen von der Probe M8NG über M6NG zu M7NG zu. Mit abnehmendem Kornabstand kam es demnach zu einer homogenen Verteilung dieser Dehnungen. Dies zeigt sich auch bei der Beobachtung von Aufweitzonen in der Matrix. Zwar stellte sich bei allen Proben eine gleiche Anzahl von größeren Aufweitzbändern mit Werten über 50 ‰ ein, jedoch findet sich bei abnehmendem Kornabstand ein fein verteiltes Muster von Dehnungen mit Werten von ca. 25 ‰. Dieses Muster hatte bei den unterschiedlichen Proben in Abhängigkeit der Anordnung der Körner und ihrer Abstände

eine sehr unterschiedliche Form. So traten bei der Probe M8NG mit Anordnung der Körner in einem quadratischen Raster charakteristische Dehnungsbänder in Form der schon erwähnten Schubkegel auf. Diese vereinigten sich in Richtung der Lastachse von Korn zu Korn und bildeten mit den Aufweitungen im Verbundbereich größere Schädigungszonen. Bei der Probe M6NG mit einer Anordnung in einem regelmäßigen Raster von gleichseitigen Dreiecken der Gesteinskörner kam es ebenfalls zur Ausbildung dieser Schubkegel, diese verlängerten sich jedoch leicht geneigt zur Lastachse und vereinigten sich teilweise mit den Ausweitungen an den seitlichen Verbundbereichen benachbarter Körner, teilweise verliefen sie weniger schräg in der Matrix weiter.

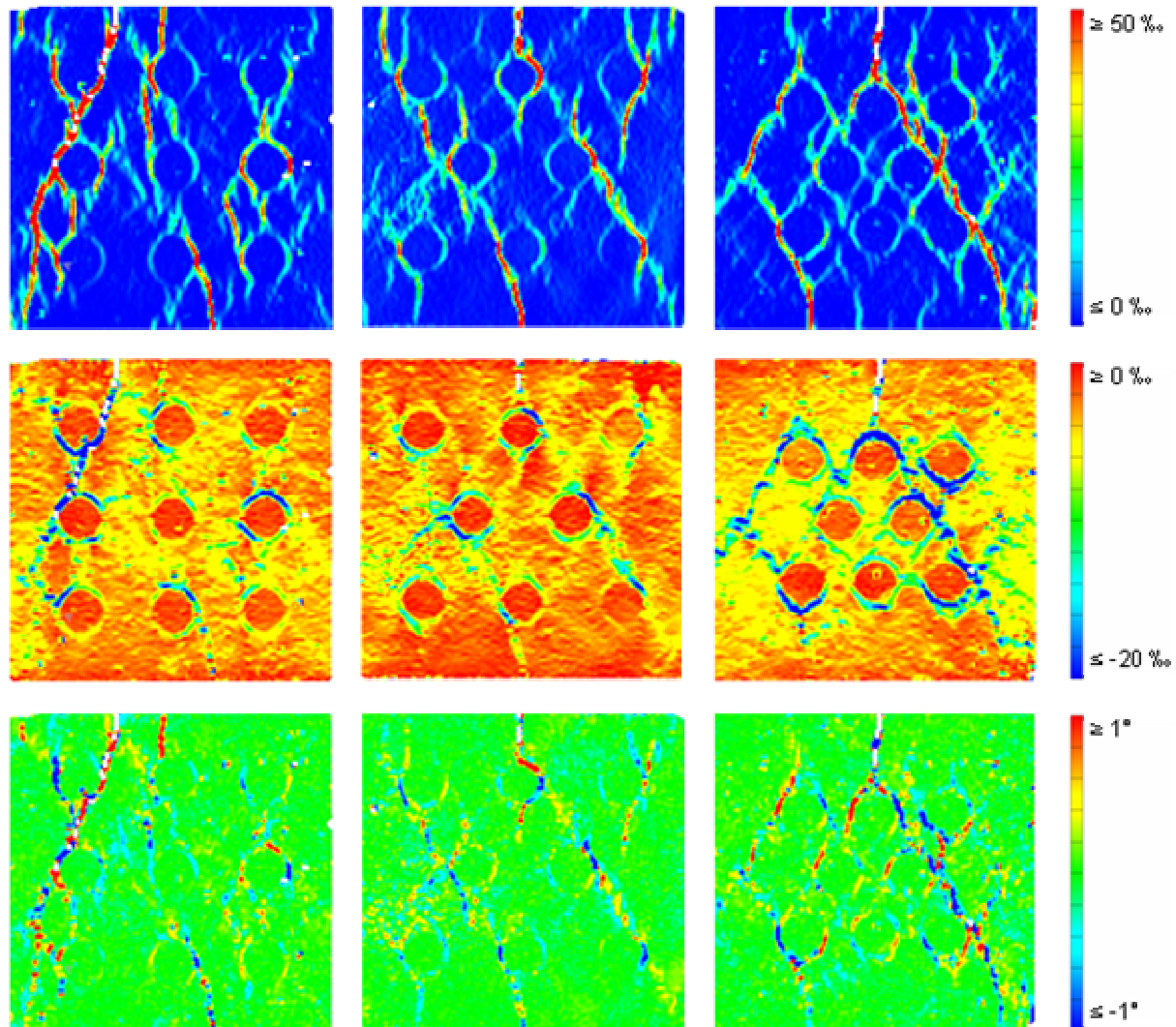


Abbildung 3.12: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Proben M8NG (links), M6NG (Mitte) und M7NG (rechts) bei einer Probendehnung von -6,2 ‰.

Bei der Probe M7NG, ebenfalls mit einer Anordnung in einem regelmäßigen Raster von gleichseitigen Dreiecken der Körner, jedoch einem deutlich geringeren Abstand der Körner zueinander, fand sich ein feines Muster von Schubkegeln, die sich jeweils mit den Dehnungszonen im Verbundbereich am seitlichen Kornrand vereinigten. Somit nahm mit abnehmen-

dem Abstand der Gesteinskörner zueinander und bei einer Anordnung in einem regelmäßigen Raster von gleichseitigen Dreiecken die Neigung der Aufweitungsbänder in der Matrix zu. Die Betrachtung der Nebendehnung zeigt, dass mit Abnahme der Kornabstände die Stauchungen in der Matrix homogener verteilt waren. Konzentrierten sich die Stauchungen bei den Proben M8NG mit einer Anordnung der Körner in einem quadratischen Raster auf Bereiche oberhalb und unterhalb der Gesteinskörner, so traten sie bei den Proben mit einer Anordnung in einem regelmäßigen Raster von gleichseitigen Dreiecken zusätzlich in den Verbindungsachsen der Körner mit einer Neigung von  $\pm 30^\circ$  bzw.  $150^\circ$  zur Lastachse auf. Die Stauchungskonzentrationen im Bereich der Verbundzone nahmen von der Probe M8NG über M6NG zu M7NG zu und zeigten bei allen Proben ein Maximum im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse auf. Auch im Korn nahmen die Stauchungen von der Probe M8NG über M6NG zu M7NG zu. Das gleiche gilt für die Gleitungen.

Auch der Einfluss eingebetteter Mikrofasern wurde untersucht. Der Verlauf der Hauptdehnungen ist exemplarisch in Abbildung 3.13 den Ergebnissen einer Probe ohne Fasern gegenübergestellt. Hierbei sind die Hauptdehnungen für das komplette Messfeld mit einer Abmessung von  $80 \times 80$  mm der Probe M6NG mit einer normalfesten Matrix und der Probe M6FG mit einer normalfesten Matrix und eingebetteten Mikrofasern bei einer Probenstauchung von  $-6,2\text{‰}$  gegenübergestellt. Das Einmischen der feinen PVA-Mikrofasern führte zu einer deutlich erhöhten Porosität der Matrix, verbunden mit einer deutlichen Reduktion der aufnehmbaren Druckspannung. Dieser Effekt einer Zunahme der Porosität durch diesen eingebetteten Fasertyp konnte auch bei anderen Forschern [LAWL 03] beobachtet werden. Qualitativ ergaben sich bei beiden Proben ähnliche Prozesse mit ausgeprägten Aufweitungen im Bereich der Verbundzone und der Ausbildung von Schubkegeln oberhalb und unterhalb der Körner, die sich dann mit den Aufweitungsbereichen in der Verbundzone benachbarter Körner vereinigten. Quantitativ unterscheiden sich die Ergebnisse jedoch deutlich. So kam es bei der Probe mit eingebetteten Fasern aufgrund der damit verbundenen höheren Porosität zu einer homogenen Verteilung der Aufweitungszonen. Insgesamt fiel die Größe der maximal auftretenden Aufweitungen weniger stark aus, was auf die rissverteilende Wirkung der Poren aber auch den rissüberbrückenden Effekt der Fasern zurückgeführt werden kann.

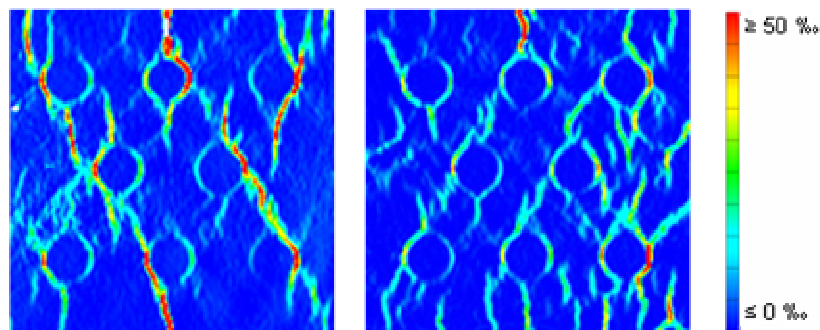


Abbildung 3.13: Hauptdehnungen für Proben M6NG (links) und M6FG (rechts) bei einer Probendehnung von  $-6,2\text{‰}$ .

Die erhöhte Porosität durch den verwendeten Fasertyp führt somit zu einem besseren Rissverhalten. Der damit verbundenen Abnahme der Druckfestigkeit könnte durch die zusätzliche Verwendung von Makrofasern entgegengewirkt werden.

Untersuchungen an der Probe M6NG mit sandgestrahlten rauerer Körnern zeigten den gleichen Effekt einer homogenen Verteilung von Aufweitungslokalisierungen im Verbundbereich mit einer verzögerten Bildung größerer Lokalisierungsbereiche auf höhere Lastzustände.

Nach den Beobachtungen an all den bisher dargestellten Proben lässt sich sagen, dass die an den Einkornmodellen gefundenen Prozesse im Bereich der jeweiligen Körner prinzipiell auch bei einer komplexeren Probengeometrie mit verteilten Körnern auftreten. Die Intensität der auftretenden Verformungen ist demnach in charakteristischer Weise abhängig vom Abstand der Körner und ihrer Lage zueinander. Die Verteilung der Verformungen ist wie dargelegt stark abhängig von den Festigkeiten und Elastizitätsmoduln der Konstituenten und deren Verhältniswerten, wie anhand zweier Beispiele gezeigt wurde. In Abhängigkeit davon kommt es zu unterschiedlichen Dehnungskonzentrationen in den unterschiedlichen Phasen.

## **Matrixverhalten**

Anhand der Untersuchungen an Mörtel soll nun gezeigt werden, welche Art von Schädigungen sich in den Proben aus reinem Matrixmaterial einstellen, um den Einfluss der Gesteinskörner auf das Verhalten der Matrix besser abschätzen zu können. In Abbildung 3.14 sind die Ergebnisse der Untersuchungen an normalfestem Mörtel M1N (rechts) und hochfestem Mörtel M1H (links) bei einer Probenstauchung von 6,2 % dargestellt.

Der Bildausschnitt entspricht dem Beobachtungsfeld einer Abmessung von 80×80 mm. Bei dieser Laststufe hatte die normalfeste Probe gerade ihr Maximum erreicht, während die sich hochfeste Probe schon im Entlastungsbereich befand. Die Untersuchungen zeigen, dass sich bei der normalfesten Matrix ein Muster fein verteilter Aufweitungszone über den kompletten Probenbereich einstellte. Diese zeigten ein geschlungenes Muster auf. Dagegen stellte sich bei der hochfesten Probe eine Lokalisierung von wenigen Aufweitungsbändern mit einer äußerst geraden Orientierung in Richtung der Lastachse ein. Bei gleicher makroskopischer Stauchung der Proben ergaben sich bei der hochfesten Probe deutlich höhere Dehnungswerte. Anhand der Beobachtung der Nebendehnungen zeigt sich, dass es bei der hochfesten Probe M1H zu deutlich höheren Stauchungskonzentrationen kam als es bei der normalfesten Mörtelprobe M1N der Fall ist. Während sich bei der normalfesten Probe ein diffuses Feld von Stauchungskonzentrationen einstellte, waren die Stauchungen bei der hochfesten Probe deutlich homogener mit kaum zu verzeichnenden Lokalisierungsbereichen. Bei Betrachtung der Gleitungen fällt auf, dass diese bei der normalfesten Matrix ebenfalls diffus verteilt waren, bei der hochfesten Matrix waren diese nahezu vernachlässigbar bis auf die Gleitungen entlang des Bereiches lokalisierter Aufweitungen. Somit hat die Matrixeigenschaft einen maßgebenden Einfluss auf die Art der Dehnungsverteilung und -konzentration.

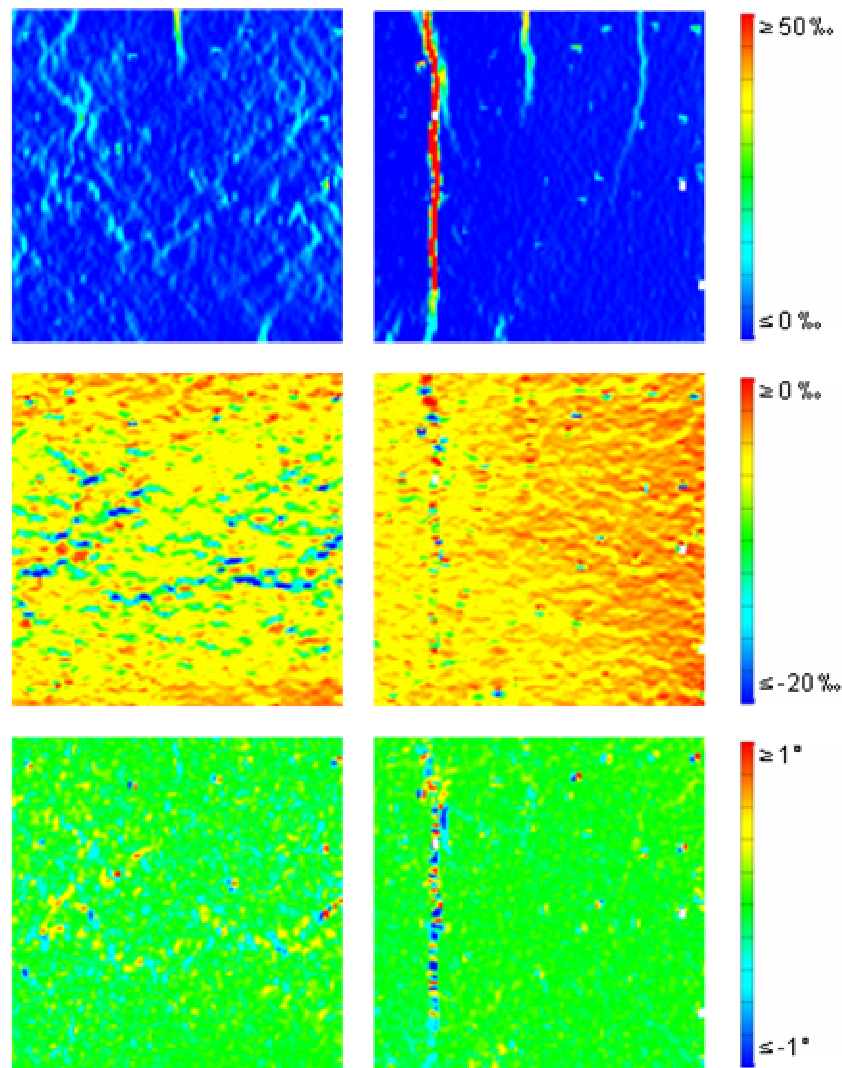


Abbildung 3.14: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für die Proben M1N (links) und M1H (rechts) bei einer Probendehnung von -6,2 ‰.

### Nachweis inelastischer Verformungsanteile

Bisher haben sich die Darstellungen der Untersuchungsergebnisse auf das Verhalten unter zunehmender Lastbeanspruchung konzentriert. Alle Untersuchungen fanden jedoch unter einer kontinuierlichen Verformungszunahme mit zyklischen Ent- und Wiederbelastungszyklen in definierten Intervallen statt zur Unterscheidung zwischen elastischen und inelastischen Prozessen im Gefüge. Anhand der Untersuchungsergebnisse an der Probe M5NG eines einzelnen Graniteinschlusses in einer normalfesten Matrix soll exemplarisch gezeigt werden, in welcher Art und welchem Umfang sich die jeweiligen Dehnungen und Gleitungen in der Probe nach einer definierten Belastung und darauffolgenden Entlastung zurückstellen. In Abbildung 3.15 sind die Hauptdehnungen für vier aufeinanderfolgende Lastfälle (oben) und den darauffol-



genden Entlastungsphasen (unten) dargestellt für einen Probenausschnitt von 20×20 mm, also einem Viertel des ursprünglichen Beobachtungsfeldes.

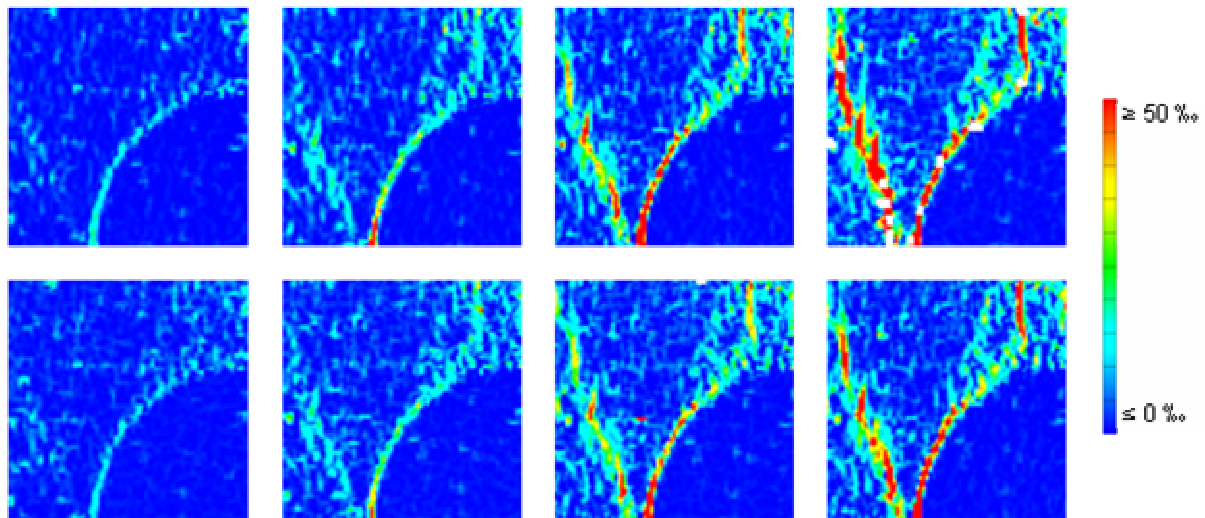


Abbildung 3.15: Hauptdehnungen für Probe M5NG bei einer Probendehnung (oben) von -2,4, -3,7, -5,0 und -6,2 ‰ (von links nach rechts) und darauffolgender Entlastung (unten).

Die Ergebnisse zeigen, dass die Aufweitungen im Verbundbereich nach allen Laststufen nahezu vollständig verblieben. Nur in den Verbundzonen im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse kam es zu einem leichten Rückgang der hier maximal auftretenden Aufweitungen. Die Aufweitungskonzentrationen in der Matrix blieben ebenfalls nach dem Entlasten der Probe vollständig erhalten mit leichten Rückgängen in Bereichen maximaler Aufweitungen. Es kam in den Bereichen von  $\pm 0-45^\circ$  im Verbundbereich und der benachbarten Matrix bei den ersten drei dargestellten Lastfällen sogar zu einer quantitativen Zunahme der Bereiche von Aufweitungen nach dem Entlasten der Proben, wenn sich auch lokale Aufweitungen verringerten. Somit wurden die lokalen Dehnungsspitzen beim Entlasten auf größere Bereiche sozusagen verschmiert.

In Abbildung 3.16 ist anhand der Darstellung der Nebendehnung für die vier Lastfälle (oben) und den darauffolgenden Entlastungsphasen (unten) zu erkennen, dass die Stauchungen im Verbundbereich nach der Entlastung bei allen Laststufen nahezu vollständig verblieben. Die Stauchungskonzentrationen in der Matrix oberhalb des Gesteinskorneinschlusses gingen bei den niedrigeren Laststufen leicht zurück. Dagegen reduzierten sich die Stauchungen in der restlichen Matrix im ersten Lastfall von -2,4 ‰ globaler Probenstauchung um ca. 50 %, bei den darauffolgenden Lastfällen nahm dieser relative Rückgang sukzessive ab. Bei der hier dargestellten höchsten Stauchung von -6,2 ‰ im Bereich der Höchstlast kommt es sogar zu einer quantitativen Zunahme der Bereiche erhöhter Stauchungen nach dem Entlasten der Proben, wobei sich auch hier lokale Aufweitungen verringerten. Somit wurden die lokalen Stauchungsmaxima beim Entlasten auf größere Bereiche verschmiert, wie es auch bei den Hauptdehnungen vorzufinden war. Bei allen Lastfällen waren die Stauchungen im Graniteinschluss nach dem Entlasten deutlich reduziert.

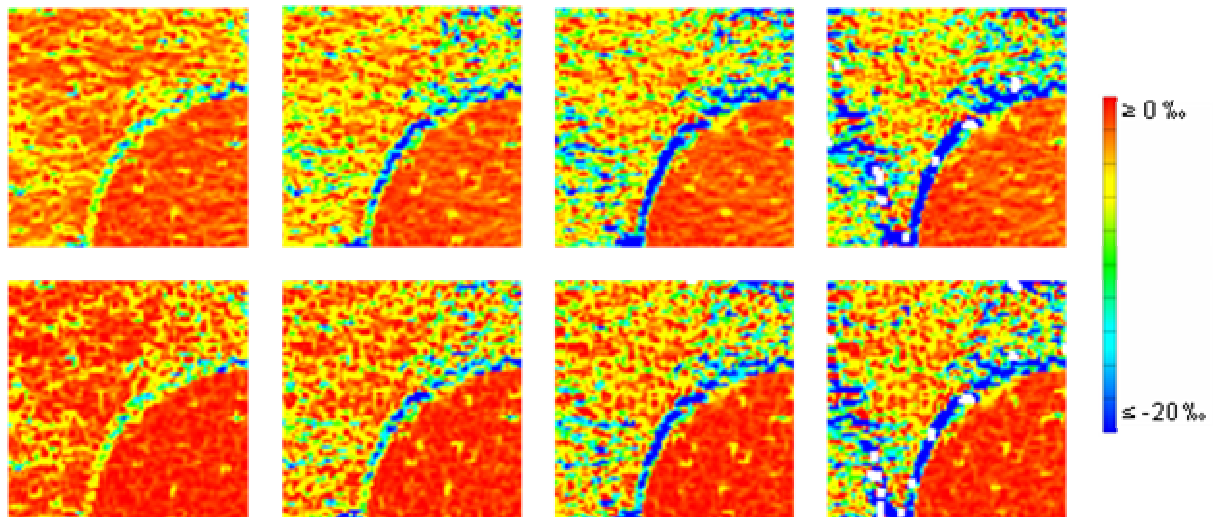


Abbildung 3.16: Nebendehnungen für Probe M5NG bei einer Probendehnung (oben) von -2,4, -3,7, -5,0 und -6,2 ‰ (von links nach rechts) und darauffolgender Entlastung (unten).

Die Beobachtung der zugehörigen Gleitungen nach Abbildung 3.17 verdeutlichen, dass sich diese im Verbundbereich in Regionen von  $\pm 45-90^\circ$  zur Lastachse nach der Entlastung nach den ersten drei dargestellten Laststufen deutlich reduzierten. Bei der höchsten Verformung von -6,2 ‰ blieben diese nach der Entlastung vollständig erhalten. Auffällig ist auch hier eine quantitative Zunahme der Bereiche erhöhter Gleitungen in der Matrix nach dem Entlasten der Proben, wobei sich auch hier lokale extreme Gleitungen verringerten. Somit wurden die lokalen Gleitungsmaxima beim Entlasten auf größere Bereiche verschmiert.

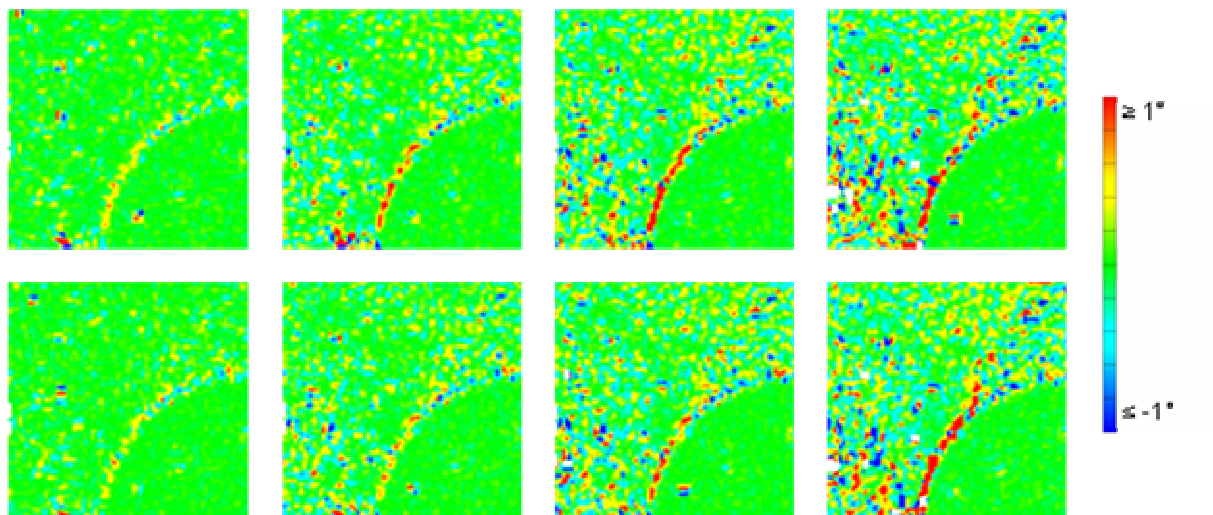


Abbildung 3.17: Gleitungen für Probe M5NG bei einer Probendehnung (oben) von -2,4, -3,7, -5,0 und -6,2 ‰ (von links nach rechts) und darauffolgender Entlastung (unten).

Die Untersuchungen des Verhaltens bei einer einaxialen Druckschwellenbeanspruchung wurden exemplarisch an der Probe M6NG durchgeführt. Hierbei stellten sich bei der zunächst



aufgebrachten Mittelspannung von 40 % der Druckfestigkeit ausschließlich Dehnungskonzentrationen im Verbundbereich ein. Diese stiegen nahezu linear bis zu einer Lastspielzahl von  $N = 3 \times 10^3$  an und verliefen bis zur höchsten Lastspielzahl  $N = 10^4$  konstant. Eine Rissbildung in der Matrix konnte bis zu dieser maximalen Lastspielzahl nicht erreicht werden.

### 3.7.2 Verformungsfeld bei einaxialer Kurzzeit-Zugbeanspruchung

Die auftretenden Dehnungen und Gleitungen bei einaxialer Kurzzeit-Zugbeanspruchung der Probe fielen deutlich weniger komplex aus als bei einer Druckbeanspruchung. Sie traten nicht kontinuierlich wie im Falle einer Druckbeanspruchung auf, sondern stellten sich sehr spontan im Gefüge in einem charakteristischen Lokalisierungsbereich ein. Dies verdeutlichen exemplarisch die Ergebnisse von Untersuchungen der Probe M5NG mit einem Graniteinschluss in einer normalfesten Matrix. In Abbildung 3.18 sind die Haupt- und Nebendehnungen sowie die Gleitungen bei einer Probendehnung bei 0,35 ‰ kurz vor dem Erreichen der Zugfestigkeit und bei 0,45 ‰ nach Erreichen der Zugfestigkeit wiedergegeben.

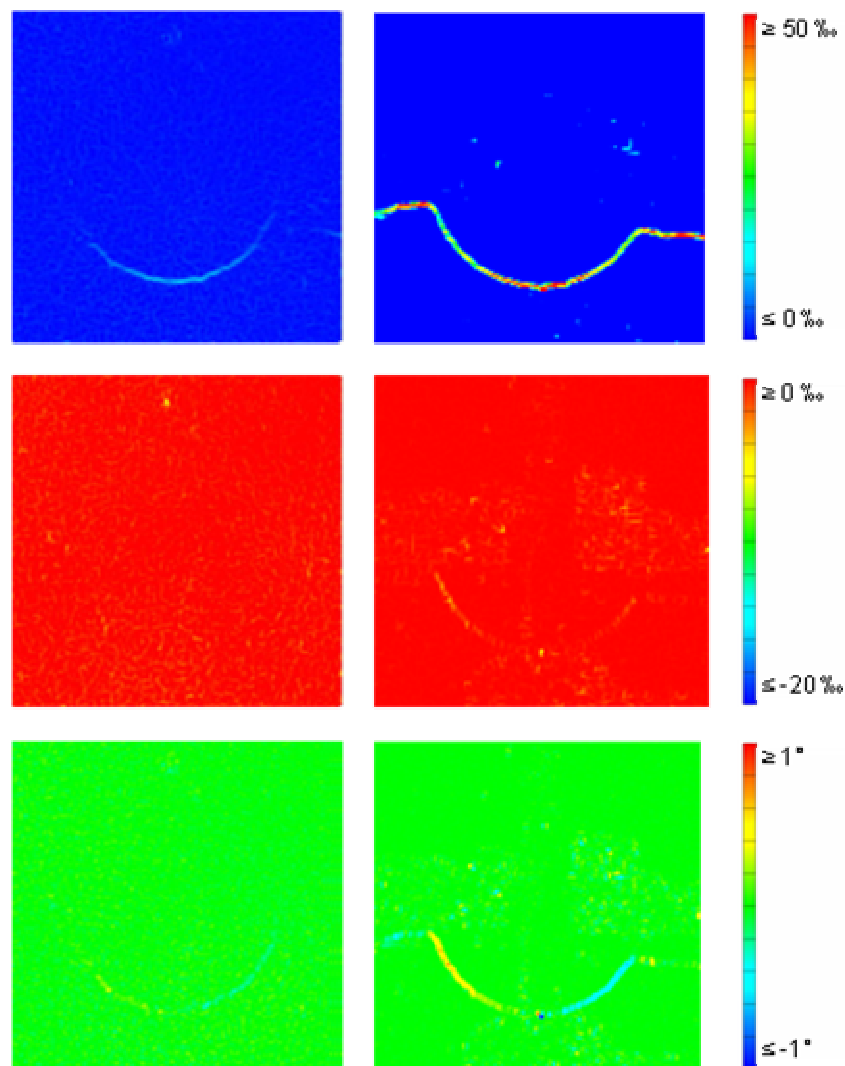


Abbildung 3.18: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Probe M5NG bei einer Probendehnung von 0,35 ‰ (links) und 0,45 ‰ (rechts).

Dargestellt ist das gesamte Messfeld einer Abmessung von 40×40 mm. Anhand der dargestellten Hauptdehnung zeigte sich bei der niedrigeren Probendehnung eine Lokalisierungszone von Aufweitungen im Verbundbereich zwischen dem Graniteinschluss und der Matrix mit einem Maximum im Bereich von  $\pm 0^\circ$  zur Lastachse mit einer sukzessiven Abnahme von  $\pm 0-90^\circ$  zur Lastachse. Bei der höheren Probendehnung vergrößerten sich diese Aufweitungen entsprechend und gingen an den Stellen von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse in die Matrix über und verliefen dort senkrecht zur Lastachse. In den übrigen Bereichen fanden nahezu keine Veränderungen statt. Es traten bei beiden Belastungen nahezu keine Stauchungen auf bis auf sehr geringe Stauchungen bei der höheren Belastung im Bereich des Entlanggleitens der Matrix am Korn in Bereichen von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse. Dies verdeutlichen die dargestellten Verläufe der Gleitungen. Diese konzentrierten sich bei der geringeren Probendehnung auf den Verbundbereich und hatten ein Maximum in Bereichen von  $\pm 45^\circ$  zu Lastachse.

Bei einer höheren Probendehnung nahmen die Gleitungen deutlich zu und erschienen bei dieser Belastung auch in den Zonen erhöhter Aufweitungen in der Matrix. Bei den Proben mit mehreren Einschlüssen fand in allen Fällen bei einer normalfesten Matrix die Lokalisierung von Dehnungen in einem schmalen Bereich statt. Bei Proben mit einer hochfesten Matrix kam es in wenigen Fällen zu mehreren Bereichen über die Probenhöhe. Dies steht sicherlich in Zusammenhang mit erhöhten Schwindvorgängen bei einer hochfesten Matrix, wie sie zuvor anhand der Druckversuche erläutert wurden. Abbildung 3.19 gibt das Verhalten der Probe M9NG mit mehreren Gesteinskörnern variierenden Durchmessers aus Granit und einer normalfesten Matrix bei einer Probendehnung von 0,45 % wieder. Dargestellt ist das gesamte Messfeld einer Abmessung von 40×40 mm.

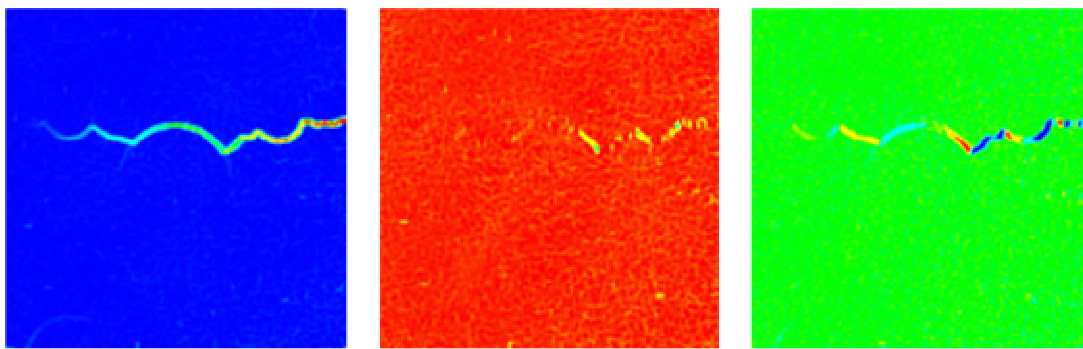


Abbildung 3.19: Hauptdehnungen (links), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (rechts) für Probe M9NG bei einer Probendehnung von 0,45 % (Skalen siehe Abbildung 3.18).

Bei dieser Probe kam es zunächst zu einer Lokalisierung von Aufweitungen in der Matrix am rechten Probenrand und in den Bereichen von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse in den Verbundzonen von Körnern in der horizontalen Ebene des Größtkorns. Diese Dehnungslokalisierungen vereinigten sich jeweils an den Verbundstellen von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse zum nächstgelegenen Korn und verliefen so leicht geneigt zur Horizontalen. Gleitungen traten ein im Verbundbereich mit einem Maximum im Bereich von  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse, weiterhin waren lokale Gleitungen in der Matrix im Bereich der schrägen Aufweitungsbander zu erkennen. Anhand der Nebendeh-

nungen zeigt sich, dass sich leichte Stauchungen in den Bereichen erhöhter Gleitungen einstellten.

Weitere Untersuchungen an reinen Mörtelproben dienen zur Klärung des prinzipiellen Verhaltens der Matrix. In Abbildung 3.20 sind exemplarisch die Hauptdehnungen und Verschiebungen in Richtung der Lastachse bei der Probe M1N einer normalfesten Matrix für zwei Lastfälle von jeweils vor und nach dem Erreichen der Zugfestigkeit dargestellt. Die Bildausschnitte entsprechen einer Abmessung von 25×80 mm bei einem Gesamtmessfeld von 80×80 mm. Auf eine Darstellung der Nebendehnungen wie Gleitungen kann verzichtet werden, da diese vernachlässigbar gering waren. Entsprechend der Verteilung der Hauptdehnungen kam es zur sukzessiven Fortpflanzung eines am Probenrand startenden schmalen Aufweitungsbandes mit einer horizontalen Ausrichtung und einer nahezu linearen Abnahme der Dehnungen vom Beginn zum Ende der Lokalisierungszone.

Weitere Lokalisierungen waren nicht zu verzeichnen, sodass außerhalb dieser Zone die Aufweitungen äußerst gering waren. Auffallend ist eine charakteristische Kurvigkeit dieses Dehnungsbandes, wobei der Radius der umschriebenen Kurven ca. 1-5 mm betrug. Diese Kurvigkeit zeichnet sich deutlicher ab bei der Darstellung der Verschiebungen in Richtung der Lastachse entsprechend Abbildung 3.20, rechts. Bei dieser Darstellungsweise zeigt sich ein schmaleres Band, da die Werte hier nicht wie im Falle der Dehnungen über einen Bereich von zwei Facettenabständen verschmiert wurden. Hierbei zeigte sich, dass ein Maximum in der Differenz der Verschiebungen jeweils zwischen zwei Facettenmittelpunkten stattfand. Die Verschiebungen nahmen zunächst in Bereichen, in denen noch keine Lokalisierung stattfand sukzessive horizontal von oben nach unten ab entsprechend der aufgebrachten Verschiebung, welche zu einer Probenverlängerung nach unten (negative y-Achse) führte.

Mit Zunahme der Hauptdehnungen und somit der Relativverschiebungen in der Lokalisierungszone kam es zu einer Zunahme des Unterschiedes der Verschiebungen in der Matrix außerhalb dieser Zone. Hier konnten bei einer Probendehnung von 0,45 ‰ von links nach rechts drei Regionen unterschieden werden. So nahmen die Verschiebungen in einem weiten Bereich auf der linken Seite auf der Zugseite unterhalb der Zone enorm zu, während die Verschiebungen oberhalb dieser Zone zurückgingen. Die Unterschiede in den Verschiebungen nahmen von links nach rechts sukzessive ab. Nur aufgrund der Darstellungsweise erscheint der linke Bereich konstant, da alle Verschiebungen ab einem definierten Schwellenwert rot erscheinen. Der Verlauf der Hauptdehnungen deutet jedoch auf eine eher lineare Abnahme. Es folgt ein Bereich mit nahezu gleichen Verschiebungen und ein Bereich am rechten Bildrand mit einer Umkehr der ursprünglich an der unteren Seite höheren Verschiebungen. Diese Beobachtungen deuten auf eine sukzessive Entlastung des oberen Bereiches nach einem kontinuierlichen Übergang der lokalen Dehnungsspitzen in einen Riss und einer Hebelwirkung am rechten Seitenrand aufgrund der entstehenden Asymmetrie der Probe durch die Schädigung, welche die Verschiebungsumkehr am rechten Seitenrand erklärt.

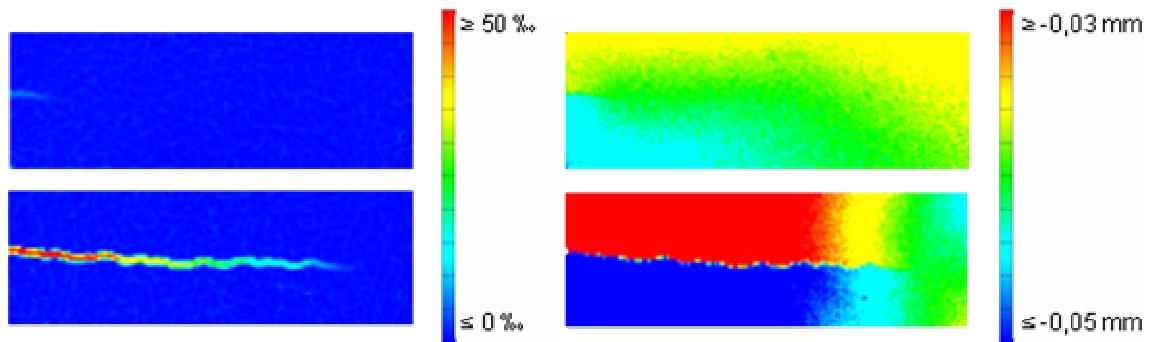


Abbildung 3.20: Hauptdehnungen (links) und Verschiebung in Lastrichtung (rechts) für Probe M1N, bei einer Probendehnung von 0,35 ‰ (oben) und 0,45 ‰ (unten).

Die Studie der globalen Spannungsdehnungslinien ergab, dass diese großen Streuungen unterworfen waren. Dies war bei der relativ kleinen Probenabmessung zu erwarten. Es zeichnete sich jedoch ein Trend ab, bei dem die Zugfestigkeit und die zugehörige Dehnung bei den Einkornmodellen mit zunehmendem Kornradius von 7 mm bis zu 25 mm nahezu linear abnahmen und insgesamt geringer ausfielen als bei reinem Mörtel. Die Duktilität nahm mit zunehmendem Radius ab und war geringer als bei reinem Mörtel. Bei Proben mit mehreren Einschlüssen lagen die Zugfestigkeit und die zugehörige Dehnung im Bereich von Mörtel, wobei die Duktilität deutlich erhöht war.

# Kapitel 4

## Herleitung des mikromechanischen Modells

### 4.1 Vorüberlegungen

Anhand der Untersuchungen lassen sich charakteristische mikromechanische Prozesse und entsprechende Zusammenhänge ableiten. Hierbei spielen Lokalisierungen in Form von Aufweitungen, Stauchungen und Gleitungen eine maßgebliche Rolle. Diese finden in den jeweiligen Phasen Gesteinskörnung und Matrix und insbesondere in der Verbundzone zwischen den beiden Phasen statt. Diese Lokalisierungen stehen in direktem Zusammenhang mit charakteristischen Bruchvorgängen. Prinzipiell stellt sich bei einer Druckbeanspruchung ein deutlich komplexeres Verhalten als bei einer Zugbeanspruchung ein. All diese Prozesse sind zum einen abhängig von der äußeren Lastbeanspruchung, Schwindvorgängen und Kriechprozessen. Zum anderen spielen die mechanischen Eigenschaften der jeweiligen Phasen Gesteinskörnung und Matrix und der damit einhergehenden Verbundeigenschaften eine wichtige Rolle. Ein weiterer Einflussparameter ist die räumliche Verteilung und Geometrie der Gesteinskörnung. Hierbei lässt sich vermuten, dass nicht der Durchmesser der Gesteinskörnung, sondern eher das Verhältnis des Durchmessers zur benachbarten Matrix eine entscheidende Rolle spielt. Qualitativ fanden bei allen Modellbetonen zunächst ähnliche Prozesse statt, wie sie bei den sogenannten Einkornmodellen vorzufinden waren. Qualitativ unterschieden sie sich jedoch in charakteristischer Weise in Abhängigkeit zur Lage der Körner zueinander. Auch die Lokalisierungen in der Matrix waren bei Dehnungen bis zum Erreichen der Höchstlast für die Einkorn- wie Mehrkornmodelle qualitativ ähnlich, bei höheren Dehnungszuständen ergaben sich jedoch komplexere Zusammenhänge in Abhängigkeit der Korngeometrie und Kornverteilung.

### 4.2 Aufbau des Modells

Unter Berücksichtigung der in den Vorüberlegungen dargestellten Zusammenhänge wird ein Modell vorgeschlagen, welches die charakteristischen Lokalisierungsprozesse und Verformungsfelder quantitativ in Abhängigkeit von den erläuterten Einflüssen berücksichtigt. Dieses Modell besteht aus einer kreisförmigen Einheitszelle aus den Phasen Gesteinskorn und Matrix bei einem definierten Radienverhältnis dieser beiden Phasen. Auch der Verbund zwischen den beiden Phasen wird in diesem Modell berücksichtigt. Für die beiden Belastungsarten „einaxiale Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung“ und „einaxiale Kurzzeit-Zugbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung“ wird zunächst das Verformungsfeld für die Dehnungen  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  im Hauptachsensystem in Abhängigkeit

vom Radius  $r$  und dem Winkel  $\gamma$  ermittelt, sodass die Hauptdehnungen mit entsprechenden Richtungen davon abgeleitet werden können. In Abbildung 4.1 ist der Modellaufbau mit entsprechenden Parametern dargestellt.

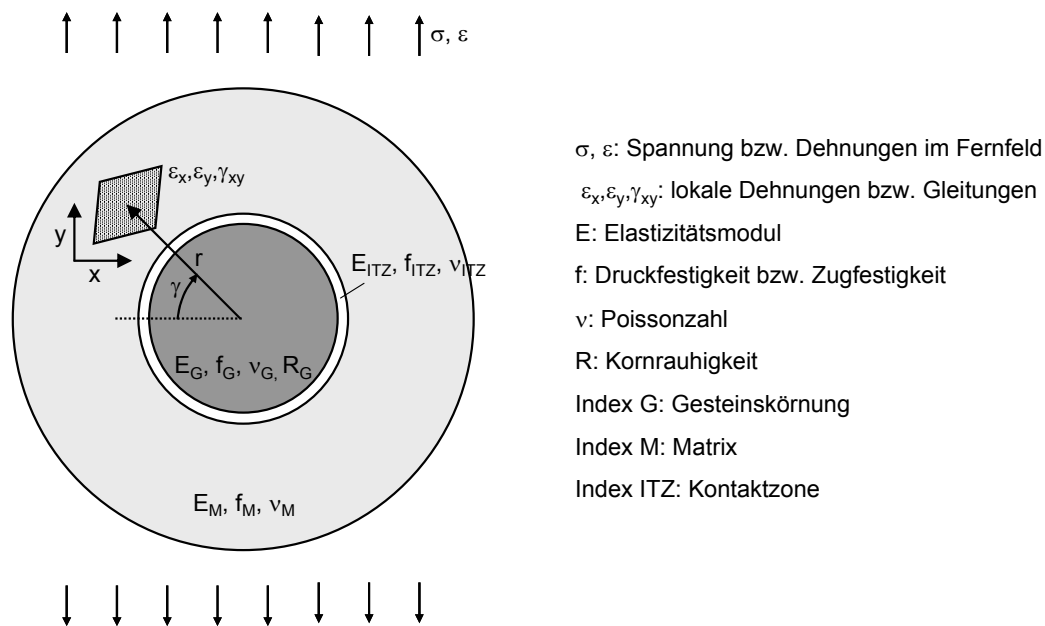


Abbildung 4.1: Modellaufbau und Parameterdeklaration.

Bei der Beschreibung des Verformungsfeldes wird der Schwerpunkt auf die Darstellung der Verformungen bei äußerer Druckbeanspruchung gelegt, da sich dieses als äußerst komplex im Vergleich zum Verformungsfeld bei einer Zugbeanspruchung erwiesen hat und hier der größte Klärungsbedarf herrscht. Es folgt eine detaillierte Beschreibung und räumliche Abbildung von Lokalisierungen von Dehnungen in den unterschiedlichen Phasen. Das Modell berücksichtigt dabei den Übergang von Dehnungskonzentrationen zur Rissbildung und die Rissfortschreitung im Druck- wie im Zugfeld.

## 4.3 Beschreibung des Verformungsfeldes

### 4.3.1 Einaxiales Druckfeld

#### Verformungen beim Einkornmodell mit konstantem Kornradius

Die Beschreibung des Verformungsfeldes bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung erfolgt zunächst anhand der Untersuchungsergebnisse an den Einkornproben M5NZ (normalfeste Matrix, Graniteinschluss), M5NG (normalfeste Matrix, Ziegeleinschluss) und M5HG (hochfeste Matrix, Graniteinschluss) eines Gesteinskorns mit einem Durchmesser von 25 mm. Diese Proben werden als Ausgangsmodelle für eine darauffolgende allgemeingültigere Beschreibung des Verformungsfeldes herangezogen. Bei allen Modellen wird von einer konstanten Kornrauigkeit ausgegangen, die sich beim Bohren der Gesteinszylinder einstellte. Diese beträgt nach detaillierten Rauigkeitsuntersuchungen von [CALI 04] bei einer ähnlichen Herstellung der Gesteinszylinder einer mittleren

Profilierung der Oberfläche von  $\pm 0,1$  mm. Es werden zunächst 6 unterschiedliche Laststufen P1 bis P6 entsprechen Abbildung 4.2 berücksichtigt.

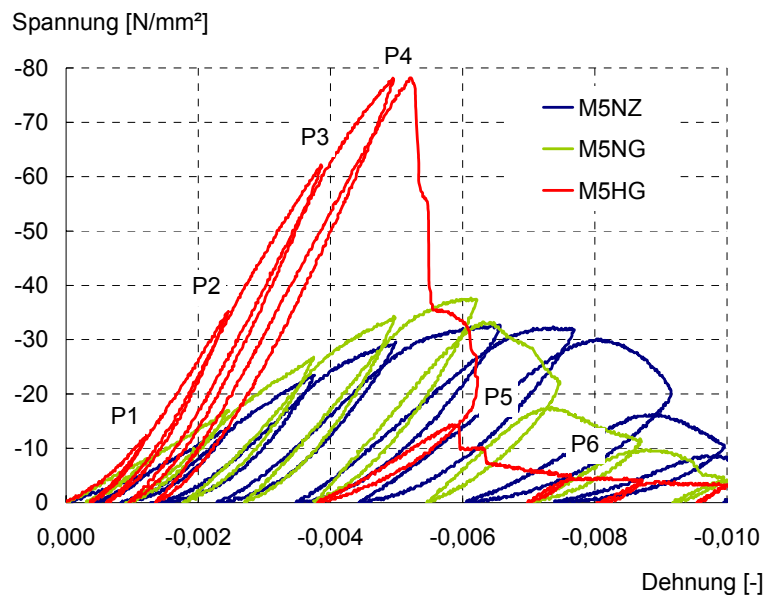


Abbildung 4.2: Spannungsdehnungslinien für die Proben M5NG, M5NZ und M5HG bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung.

In Abbildung 4.3 ist der Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_x$  für die drei Modelle im Verbundbereich bei einem Radius  $r$  von 12,6 mm dargestellt in Abhängigkeit des Winkels  $\gamma = 0-360^\circ$ . Bei allen Proben ergeben sich charakteristische Verläufe mit einer periodischen Wiederkehr in einem Intervall von  $180^\circ$  mit einem jeweiligen Maximum von Aufweitungen bei  $0^\circ$ ,  $180^\circ$  und  $360^\circ$  und einem Minimum bei  $90^\circ$  und  $270^\circ$ , die sich bei allen Lastfällen qualitativ sehr ähnlich sind. Beim Modell M5NG sind die auftretenden Minima negativ, es kommt also zu lokalen Stauchungen, während sie bei den übrigen Modellen den Wert Null erreichen. Der Bereich verschwindender Dehnungen  $\varepsilon_x$  ist bei der hochfesten Probe besonders ausgeprägt. Der entsprechende Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_y$  ist in Abbildung 4.4 dargestellt. Auch hier lassen sich charakteristische Verläufe erkennen mit jeweils maximalen Stauchungen bei  $45^\circ$ ,  $135^\circ$ ,  $225^\circ$  und  $315^\circ$ . Lokale Minima der Absolutwerte treten auf bei  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ ,  $270^\circ$  und  $360^\circ$  für die beiden Modelle M5NG und M5NZ mit einer normalfesten Matrix.

Beim Modell M5HG mit einer hochfesten Matrix treten die Stellen lokaler Maximalstauchungen bei  $22,5^\circ$ ,  $157,5^\circ$  und  $337,5^\circ$  auf. In diesen Bereichen befanden sich bei den entsprechenden Proben Schwindrisse. Ansonsten finden sich bei diesem Modell vergleichsweise weite Bereiche verschwindender Dehnungen. Abbildung 4.5 gibt die zugehörigen Verläufe der Gleitungen  $\gamma_{xy}$  wieder. Die Kurvenverläufe sind hier deutlich komplexer. Dies liegt prinzipiell am Vorzeichenwechsel der Gleitungen bei  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ ,  $270^\circ$  und  $360^\circ$  und einem damit verbundenen Nulldurchgang aufgrund der Vorzeichenkonvention im Hauptachsensystem.

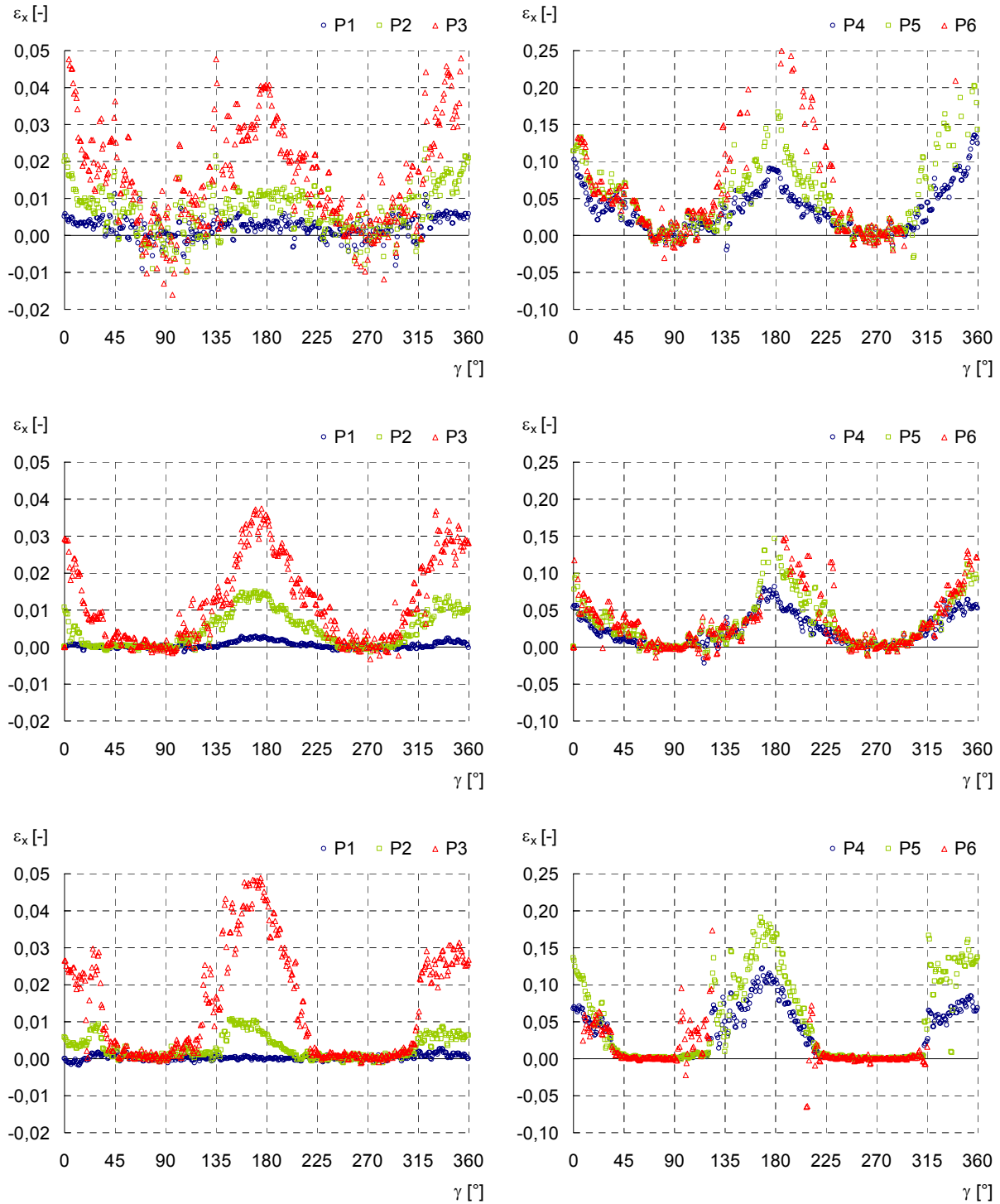


Abbildung 4.3:  $\varepsilon_x$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

Bei den Modellen M5NG und M5NZ sind bei den Laststufen P1 bis P3 weitere Nulldurchgänge bzw. lokale Minima der Absolutwerte bei 45°, 135°, 225° und 315° vorzufinden und 8 lokale Maxima der Absolutwerte jeweils in der Mitte zwischen den Nulldurchgängen bzw. Minima.



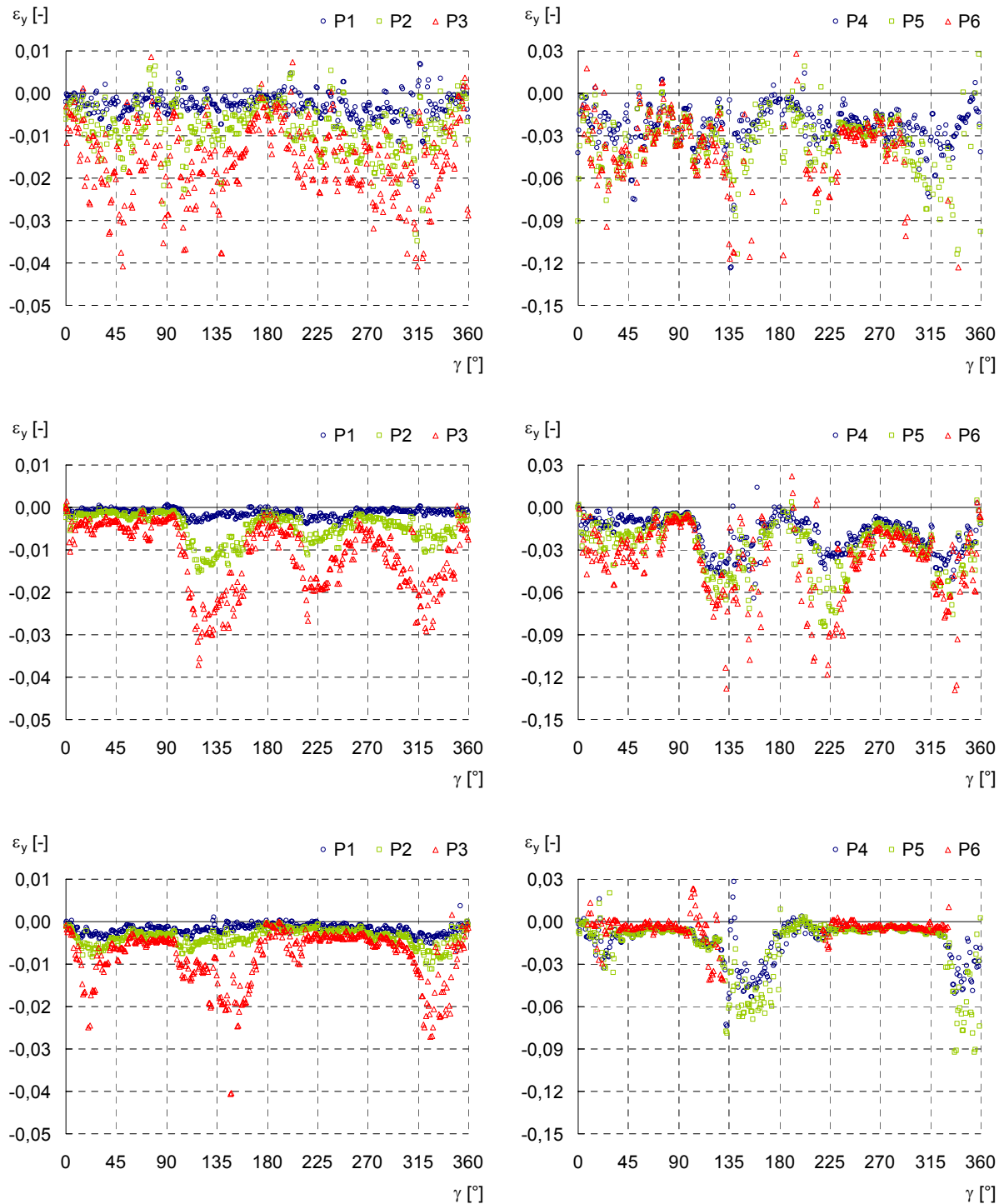


Abbildung 4.4:  $\epsilon_y$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

Bei den höheren Laststufen P4 bis P6 ändert sich der Verlauf. Hierbei reduzieren sich die lokalen Maxima der Absolutwerte auf 4 Bereiche bei 22,5°, 157,5°, 202,5° und 337,5°. Beim hochfesten Modell M5HG treten die Maxima der Absolutwerte an den Stellen 22,5°, 157,5° und 337,5° auf, bei denen auch ein Maximum der Dehnung  $\epsilon_y$  vorzufinden ist.

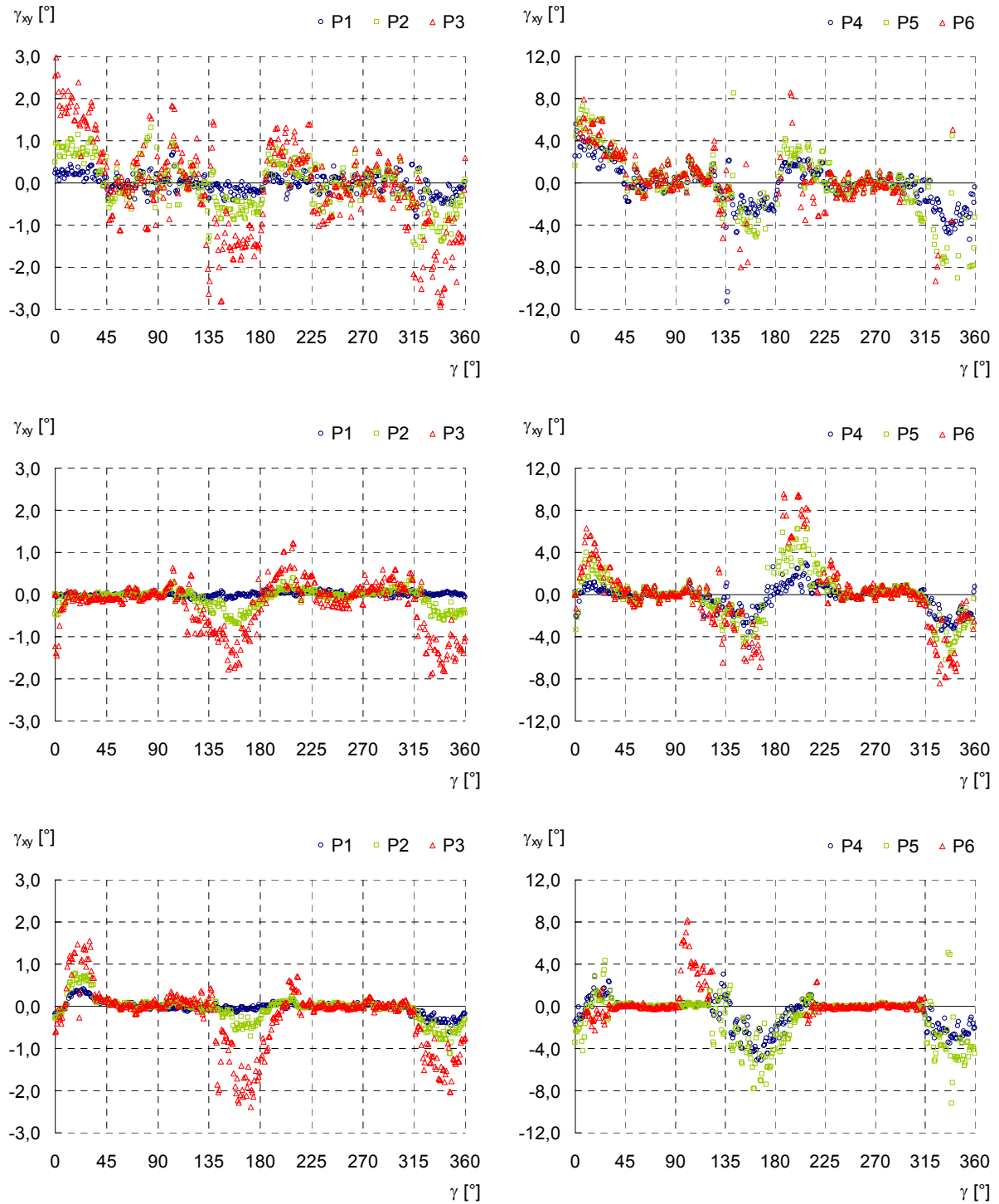


Abbildung 4.5:  $\gamma_{xy}$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von  $0$ - $360^\circ$ .

In den übrigen Bereichen sind die Gleitungen verschwindend gering. In der Anlage finden sich die entsprechenden Verläufe der Dehnungen und Gleitungen für einen Radius  $r = 11,6$  mm (Gesteinskörnung) und  $r = 13,6$  mm (Matrix). Die Verformungen fallen hierbei prinzipiell in den beiden Phasen Gesteinskörnung und Matrix deutlich geringer aus als im Ver-

bundbereich. In der Matrix bei  $r = 13,6$  mm treten bei allen Modellen bei den Laststufen P1-P3 ausgeprägte Aufweitungen mit lokalen Maxima für  $\varepsilon_x$  in Bereichen bei  $90^\circ$  und  $270^\circ$  in Erscheinung. Diese sind beim Modell M5NG mit der normalfesten Matrix und dem Graniteinschluss am ausgeprägtesten. Bei den Modellen M5NZ und M5HG treten diese lokalen Maxima in den Bereichen auf, in denen bei den entsprechenden Untersuchungen Schwindrisse zu verzeichnen waren. Die Dehnungen  $\varepsilon_x$  im Gesteinskorn bei  $r = 11,6$  mm sind bei allen Modellen verschwindend gering und zeigen erst bei den höheren Laststufen, hier insbesondere beim Modell mit dem Ziegeleinschluss, lokale Höchstwerte an diffusen Stellen. Für  $\varepsilon_y$  stellen sich sowohl in der Matrix als auch im Gesteinskorn die charakteristischen Verläufe ein. Qualitativ stimmen die Verläufe mit den in der Verbundzone auftretenden Verläufen und Extremstellen sehr gut überein. Im Gesteinskorn bei  $r = 11,6$  mm ergeben sich deutlich höhere Stauchungen bei den Modellen M5NZ und M5HG als bei M5NG. So sind die Kornstauchungen bei dem Ziegeleinschluss um ca. 70 % größer im Vergleich zum Graniteinschluss bei einer gleichen normalfesten Matrix. Beim Modell M5HG mit einer hochfesten Matrix sind die Kornstauchungen im Graniteinschluss ca. 50 % höher als im Graniteinschluss bei M5NG mit einer normalfesten Matrix. Besonders auffällig sind lokale Aufweitungen im Korn in Bereichen von  $180^\circ$  und  $360^\circ$  bei den Modellen mit einem Graniteinschluss. In der Matrix stimmen die Verläufe von  $\varepsilon_y$  bei M5NG qualitativ sehr gut mit den in der Verbundzone auftretenden Verläufen überein. Bei den anderen Modellen sind die Verläufe deutlich komplexer. Lokale Extremwerte finden sich hier bei  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ ,  $270^\circ$  und  $360^\circ$ . Die Gleitungen  $\gamma_{xy}$  sind in der Matrix und im Korn äußerst gering mit einem diffusen Verlauf. Bei sehr hohen Laststufen kommt es zur Ausbildung lokaler Höchstwerte an den Stellen von Dehnungslokalisierungen.

Zur anschaulicheren Wiedergabe des Verformungsfeldes dienen Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7. In Abbildung 4.6 sind die Dehnungen  $\varepsilon_x$  und  $\varepsilon_y$  entlang zweier Schnitte in Richtung der Lastachse und senkrecht dazu im Bereich des Gesteinskorns mit einem Radius von bis zu  $\pm 18,6$  mm dargestellt für die drei unterschiedlichen Modelle M5NG, M5NZ und M5HG. Bei allen Modellen findet sich ein qualitativ sehr ähnlicher Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_x$  im Schnitt senkrecht zur Lastachse mit ausgeprägten Aufweitungen im Bereich der Verbundzone zwischen der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix. Diese sind beim Modell M5NG am höchsten. Die Dehnungen in der Gesteinskörnung sind entlang des Schnittes bei allen Modellen vernachlässigbar gering. Merkliche Aufweitungen in der Matrix treten nur bei M5NG in Erscheinung. Der Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_y$  im Schnitt in Richtung zur Lastachse unterscheidet sich stark bei den unterschiedlichen Modellen. Während die höchsten Stauchungen bei den Modellen mit einem Graniteinschluss im Verbundbereich und der Matrix auftreten, zeigt sich beim Modell mit einem Ziegeleinschluss der umgekehrte Fall. Dies steht in direktem Zusammenhang mit den Unterschieden der jeweiligen Elastizitätsmoduln der Phasen Einschluss und Matrix. So sind die Stauchungsunterschiede beim Modell M5HG am geringsten. Anhand des Unterschiedes der Beträge der Stauchungen in der Matrix und dem Verbundbereich können Rückschlüsse auf die mechanischen Eigenschaften der Kontaktzone in Abhängigkeit der verwendeten Matrix und Gesteinskörnung getroffen werden. Diese sind beim Modell M5NG am geringsten.

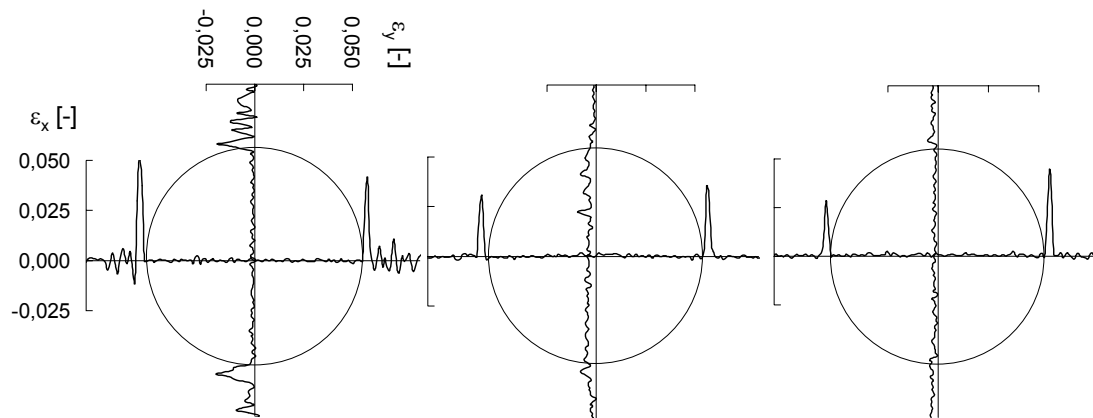


Abbildung 4.6:  $\varepsilon_x$  und  $\varepsilon_y$  entlang zweier Schnitte für  $r = 0 - \pm 18,6$  mm für die Modelle M5NG (links), M5NZ (Mitte) und M5HG (rechts) bei Laststufe P3.

Zum besseren Verständnis des Verlaufes der Dehnungen und Gleitungen im Verformungsfeld in Abhängigkeit des Winkels  $\gamma$  sind diese in Abbildung 4.7 exemplarisch für den Verbundbereich mit  $r = 12,6$  mm entlang des Gesteinskornrandes für die drei Modelle M5NG, M5NZ und M5HG aufgetragen. Bei dieser Darstellung sind drei Laststufen P1, P2 und P3 berücksichtigt. Hierbei treten die zuvor beschriebenen Bereiche der jeweiligen Dehnungs- und Gleitungsmaxima deutlicher in Erscheinung. Der asymmetrische Verlauf der Dehnungen und Gleitungen der beiden Modelle M5NZ und M5HG spiegelt den Einfluss der Schwindrisse wieder. Weiterhin ist zu beobachten, dass die Zunahme der Dehnungen und Gleitungen bei zunehmender Belastung beim Modell M5NG sehr kontinuierlich stattfindet, während sich diese bei den anderen Modellen erst bei höheren Laststufen einstellen.

Prinzipiell verdeutlicht diese Darstellungsweise, dass es im Verbundbereich zwischen dem Gesteinskorn und der Matrix beim Modell M5NG mit einem Graniteinschluss und einer normalfesten Matrix zu insgesamt deutlich höheren Dehnungen und Gleitungen kommt als bei den übrigen Modellen. Dies gilt insbesondere für die Stauchungen  $\varepsilon_y$  und in noch stärkerem Maße für die Gleitungen  $\gamma_{xy}$ . Dabei weichen die lokalen Extremwerte bei den Modellen nicht so sehr ab, bei dem Modell M5NG sind sie jedoch kontinuierlicher in der Verbundzone verteilt, während sie sich bei den anderen Modellen deutlich auf kleinere Regionen konzentrieren.

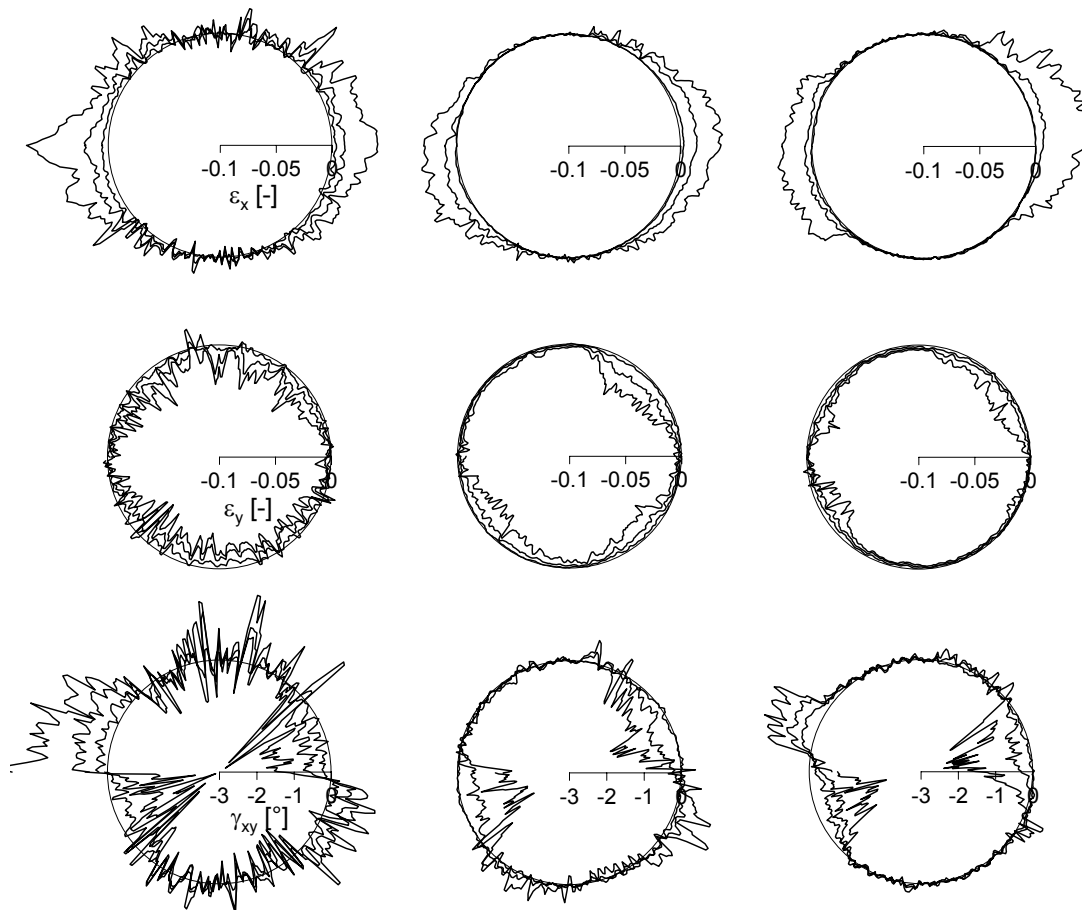


Abbildung 4.7:  $\varepsilon_x$  (oben),  $\varepsilon_y$  (Mitte) und  $\gamma_{xy}$  (unten) für die Modelle M5NZ (links), M5NG (Mitte) und M5HG (rechts) bei Laststufen P1-P3 für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von  $0$ - $360^\circ$ .

### Quantifizierung inelastischer Verformungen am Einkornmodell mit konstantem Kornradius

Für jeweils drei ausgezeichnete Stellen wird der kontinuierliche Verlauf der Dehnungen während der einaxialen Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung wiedergegeben. Hierbei werden die lokal auftretenden Verformungen über den global aufgetragten Spannungen aufgetragen. Somit muss berücksichtigt werden, dass der quantitative Verlauf dieser Spannungsdehnungslinien nur bedingt miteinander verglichen werden kann, da die lokal auftretenden Spannungen sich von den global aufgetragten unterscheiden.

Diese Darstellungsweise dient trotzdem insbesondere der quantitativen Ermittlung der Anteile elastischer wie inelastischer Prozesse an den Gesamtverformungen. Hierzu wurde an der Stelle  $\gamma = 0^\circ$  mit  $r = 12,6$  mm der Verlauf der Dehnung  $\varepsilon_x$  im Verbundbereich und an der Stelle  $\gamma = 90^\circ$  mit  $r = 12,6$  mm der Verlauf der Dehnung  $\varepsilon_y$  im Verbundbereich herangezogen. Es erfolgte eine weitere Betrachtung von  $\varepsilon_y$  an der Stelle  $\gamma = 90^\circ$  mit  $r = 13,6$  mm in der Matrix. In Abbildung 4.8 sind die Verläufe für die drei Modelle M5NG, M5NZ und M5HG dargestellt.

Hierbei wird noch einmal deutlich, dass die Verformungen beim Modell M5NG am ausgeprägtesten an diesen Stellen ausfallen. Alle Kurven wurden nur bis zu der Stelle abgebildet, an der sich eine extreme Zunahme der Dehnungen ergab.

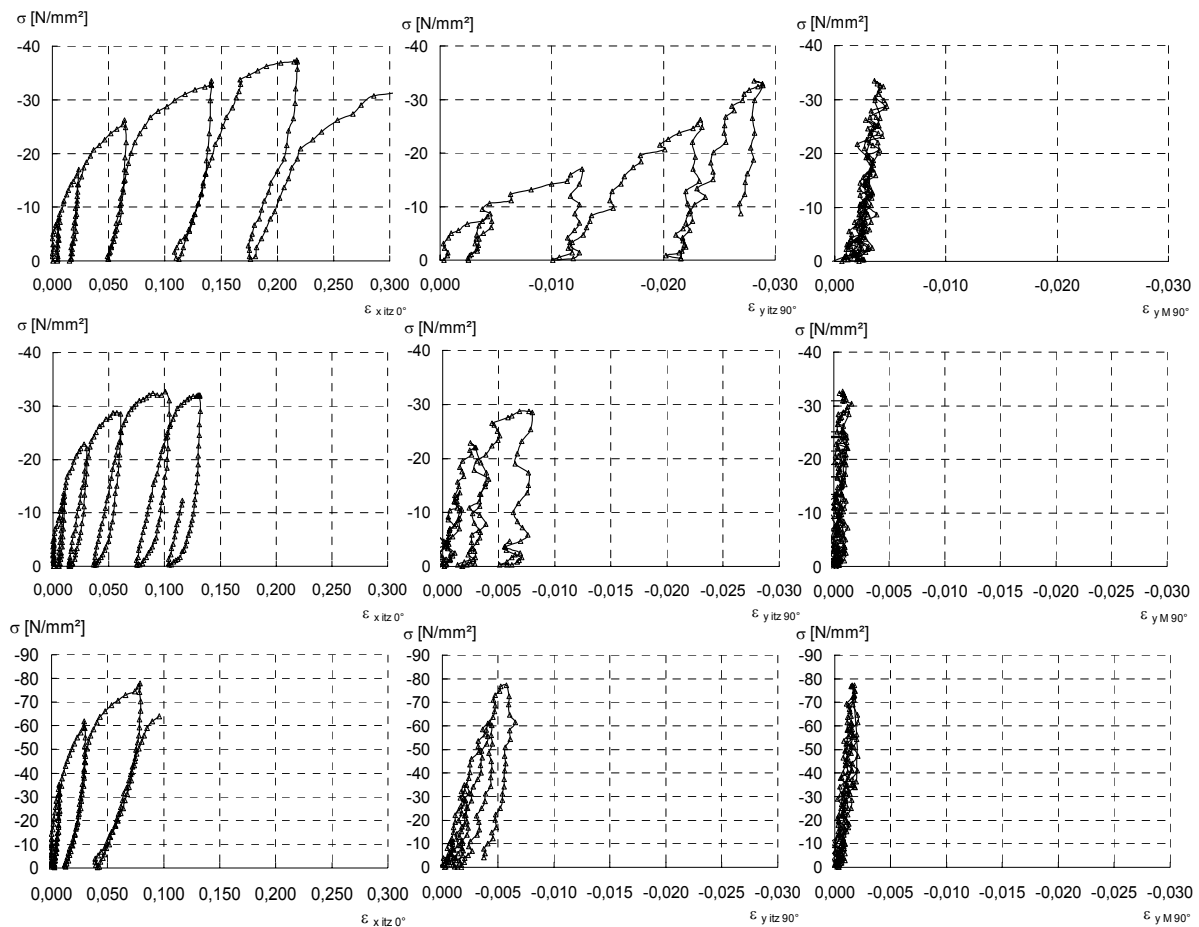


Abbildung 4.8:  $\sigma$ - $\epsilon_x$ -Kurven für  $\gamma = 0^\circ$  (links) bei  $r = 12,6$  mm (ITZ),  $\sigma$ - $\epsilon_y$ -Kurve für  $\gamma = 90^\circ$  (Mitte) bei  $r = 12,6$  mm (ITZ) und  $\sigma$ - $\epsilon_y$ -Kurve für  $\gamma = 90^\circ$  (links) bei  $r = 13,6$  mm (Matrix) für die Modelle M5NG (oben), M5NZ (Mitte) und M5HG (unten) bei einer makroskopisch aufgetragenen Spannung  $\sigma$ .

Der Verlauf der Dehnungen folgt bei allen Proben einer Erstbelastungskurve sowie einer Ent- und Wiederbelastungskurve mit unterschiedlichen Steigungen in Abhängigkeit des Belastungszustandes. Die Dehnungen  $\epsilon_x$  im Verbundbereich an der Stelle  $\gamma = 0^\circ$  mit  $r = 12,6$  mm am seitlichen Kornrand sind beim Modell M5NG schon von geringen Lastzyklen an nahezu vollkommen irreversibel. Es kommt zu leichten Rückverformungen beim Entlasten. Die gleichen Phänomene können bei den übrigen Modellen beobachtet werden, wenn auch in einer geringeren Ausprägung. Der Verlauf der Dehnung  $\epsilon_y$  im Verbundbereich an der Stelle  $\gamma = 90^\circ$  mit  $r = 12,6$  mm ist bei den drei Modellen ebenfalls sehr unterschiedlich. Jedoch kann auch hier bei allen Modellen zwischen einer charakteristischen Form der Erstbelastungskurve sowie einer Ent- und Wiederbelastungskurve und charakteristischen Steigungen in Abhängigkeit des Belastungszustandes unterschieden werden. Nach der Form der Ent- und Wiederbe-

lastungskurven sind die Stauchungen im Verbundbereich oberhalb und unterhalb des Gesteinskorns bei den Modellen M5NG und M5NZ zunächst teilweise reversibel und bei höheren Belastungen nahezu vollkommen irreversibel. Beim hochfesten Modell fallen die irreversiblen Anteile an der Gesamtverformung deutlich geringer aus. Bei den Stauchungen  $\varepsilon_y$  an der Stelle  $\gamma = 90^\circ$  mit  $r = 13,6$  mm in der Matrix ergeben sich nahezu rein linear elastische Verläufe.

## Komplexere Modellgeometrien

In einer weiteren Betrachtung erfolgen eine Analyse des Einflusses der Lage der Gesteinskörner zueinander sowie ihrer Abstände und Abmessungen. Hierzu werden die Ergebnisse von Untersuchungen der Einkornmodelle M2NG, M3NG, M4NG und M5NG mit einem jeweiligen Gesteinskorndurchmesser von 7, 11, 19 und 25 mm herangezogen. Weiterhin erfolgt eine Analyse des Verformungsfeldes bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG mit einer variierenden Lage und Abstand mehrerer Einschlüsse mit einem Durchmesser von 11 mm. Bei diesen Modellen wurden jeweils die Körner in der mittleren horizontalen Reihe des Modells berücksichtigt. In Abbildung 4.9 sind die Verformungen im Verbundbereich in Abhängigkeit des Winkels  $\gamma$  dargestellt. Bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG ist der Verlauf im Verbundbereich des Korneinschlusses in der mittleren horizontalen Reihe links beim jeweiligen Modell abgebildet.

Bei dieser Darstellung muss wiederum beachtet werden, dass die Dehnungen und Gleitungen in Lokalisierungsbereichen wie der Verbundzone für die Modelle M8NG, M6NG und M7NG beim Vergleich mit den Verformungen bei den Einkornmodellen prinzipiell um den Faktor 2 erhöht werden müssen, da sie über ein doppelt so großes Feld wie bei den Einkornmodellen verschmiert werden. Die wahren Verformungen sind also bei den Einkornmodellen um den Faktor 10 höher, da sie in der ca. 50  $\mu\text{m}$  breiten Kontaktzone über ein Feld von 520  $\mu\text{m}$  verschmiert werden. Bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG werden diese Verformungen über ein Feld von 1040  $\mu\text{m}$  verschmiert und die wahren Dehnungen und Gleitungen sind somit um den Faktor 20 höher.

Anhand der Studie Dehnungs- und Gleitungsverläufe kann festgestellt werden, dass diese bei den Einkornmodellen mit zunehmendem Durchmesser von 11 mm bis 25 mm kontinuierlich zunehmen. Die Verformungen bei den Einkornmodellen mit einem Durchmesser von 7 und 11 mm sind dagegen nahezu gleich. Bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG mit konstantem Korndurchmesser von 11 mm zeigt sich eine kontinuierliche Zunahme der Dehnungen mit abnehmendem Abstand der Körner zueinander. Bei diesen Modellen fällt auch auf, dass die Dehnungen  $\varepsilon_x$  an der zum linken Probenrand ausgerichteten Kornseite deutlich höher ausfallen.

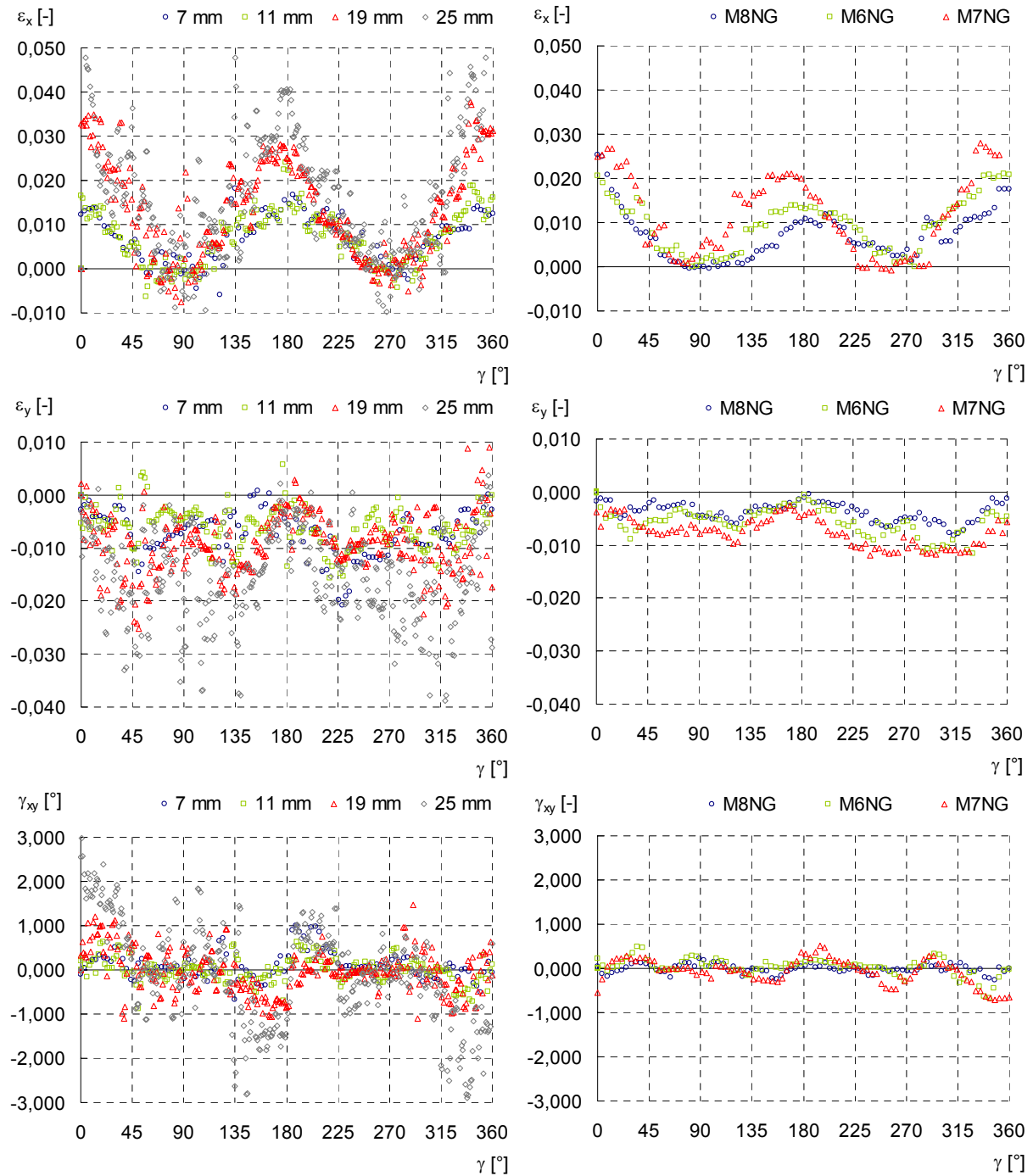


Abbildung 4.9:  $\epsilon_x$  (oben),  $\epsilon_y$  (Mitte) und  $\gamma_{xy}$  (unten) für  $r = r$  (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360° für die Einkornmodelle M2NG-M5NG mit entsprechendem variierendem Korndurchmesser von 7-25 mm (links) und die Modelle M8NG, M6NG und M7NG (rechts) bei einer Probendehnung in Lastrichtung von -3,7 ‰.

In Abbildung 4.10 sind exemplarisch Trendlinien für die Dehnungen  $\epsilon_x$  der Einkornmodelle in Abhängigkeit vom Winkel  $\gamma$  bei einer Probendehnung von -3,7 ‰ abgebildet.



Diese können sehr gut mit einer Kosinusfunktion

$$\varepsilon_x(\gamma, r, \varepsilon = -0,0037) = \left( \frac{\cos \gamma}{a(r)} \right) + b(r) \quad [-]$$

$$\begin{aligned} a &= 110, b = 0,005 \quad (r = 7 \text{ mm}) \\ a &= 102, b = 0,006 \quad (r = 11 \text{ mm}) \\ a &= 58, b = 0,012 \quad (r = 19 \text{ mm}) \\ a &= 38, b = 0,016 \quad (r = 25 \text{ mm}) \end{aligned} \quad 4.1$$

beschrieben werden.

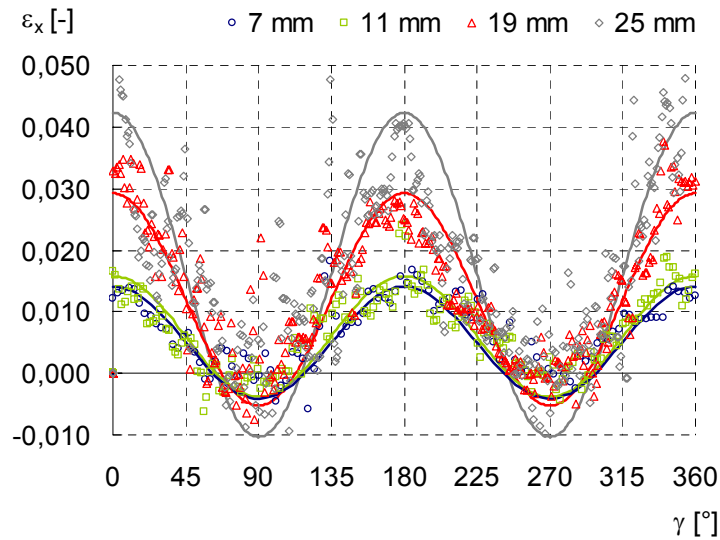


Abbildung 4.10: Trendlinien für  $\varepsilon_x$  bei  $r = r$  (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360° für die Einkornmodelle M2NG-M5NG mit entsprechendem variierendem Korndurchmesser von 7-25 mm bei einer Probendehnung von -3,7 ‰.

Zur genaueren Analyse der geometrischen Einflüsse auf die Verformungen wurden die Dehnungen wie Gleitungen über dem Verhältniswert der Kornradien zu entsprechenden Mörtelradien für alle Modelle aufgetragen. Die Radien der Mörtelschicht wurden vereinfacht an definierten Einheitszellen entsprechend Abbildung 4.11 festgelegt. Dabei entsprach der Radius der Mörtelschicht bei den Einkornmodellen M2NG-M5NG der halben Modellhöhe bzw. Modellbreite. Bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG wurden die Mörtelradien aus den Mittelwerten der jeweils zwei in Abbildung 4.11 dargestellten Radien ermittelt. Bei dieser Festlegung der Radien der Mörtelschicht und daraus resultierender Verhältniswerte der Kornradien ergeben sich entsprechend Abbildung 4.12 gleiche lineare Zunahmen der Dehnungen und Gleitungen mit einem zunehmenden Verhältniswert der Gesteinskorn- und Mörtelradien für die Einkornmodelle sowie die Mehrkornmodelle. Die Werte der Dehnungen wurden bei den Einkornmodellen als Mittelwerte der Absolutwerte der ermittelten Verformungen für  $\gamma = 0-360^\circ$  ermittelt und auf die entsprechenden Mittelwerte des Modells M5NG mit einem Korndurchmesser von 25 mm bezogen. Da diese in der vorliegenden Arbeit vollständig dargestellt sind, können die entsprechenden Werte für die anderen Modelle errechnet werden. Bei den

Mehrkornmodellen M8NG, M6NG und M7NG wurden die Verformungen als Mittelwerte der Absolutwerte der ermittelten Verformungen bei den Körnern in der mittleren horizontalen Reihe der Modelle gebildet. Hierbei mussten die ermittelten Verformungen bei den Modellen M8NG, M6NG und M7NG jedoch um den Faktor 2 vergrößert werden, da die lokalen Verformungen in der Kontaktzone über ein doppelt so großes Feld wie bei den Einkornmodellen verschmiert werden, wie zuvor bereits detailliert erläutert wurde. Wie schon erwähnt, fällt das Verhalten des Einkornmodells M2NG mit einem Gesteinskorndurchmesser von 7 mm aus der Reihe mit Verformungen des gleichen Ausmaßes wie sie beim Einkornmodell M3NG mit einem Gesteinskorndurchmesser von 11 mm auftreten. Eine Ursache dafür können in einer vergleichsweise schwächer ausgebildeten Kontaktzone liegen aufgrund des größeren Einflusses vorhandener Poren in diesem Bereich. Prinzipiell wäre eine höhere Festigkeit zu erwarten aufgrund einer besseren Packungsdichte der Zementpartikel mit abnehmendem Kornradius.

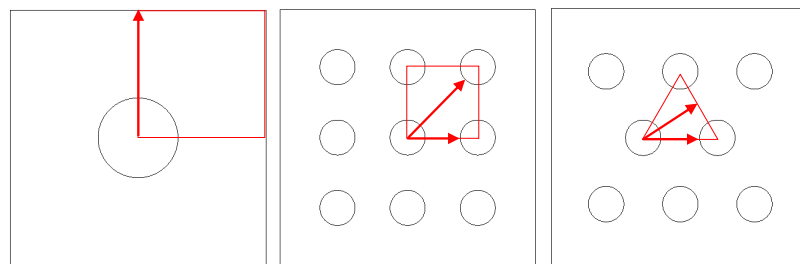


Abbildung 4.11: Einheitszellen der Modelle M2NG-M5NG (links), M8NG (Mitte), und M6NG-M7NG (rechts) und Festlegung zugehöriger Radien der Mörtelschicht.

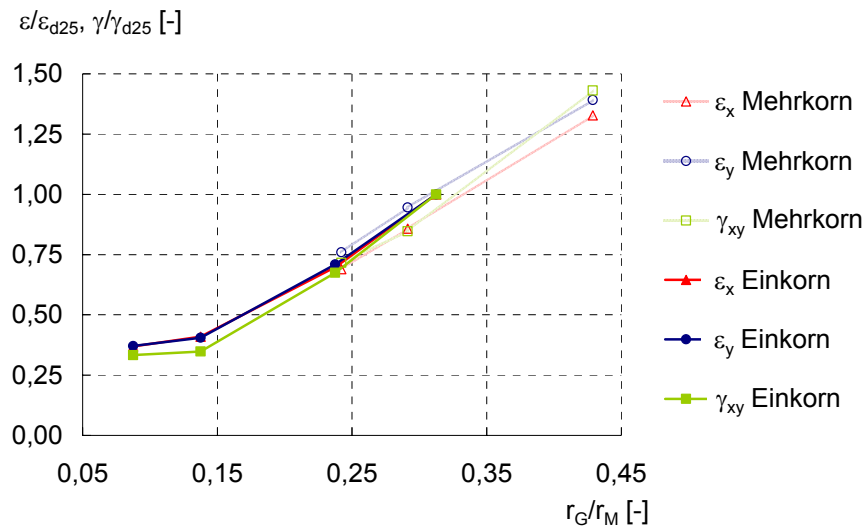


Abbildung 4.12: Relativer Verlauf der Dehnungen und Gleitungen in Bezug auf die auftretenden Verformungen beim Einkornmodell M5NG mit einem Kornradius von 25 mm in Abhängigkeit der Radienverhältnisse von Gesteinskörnung und der umgebenden Mörtelschicht bei einer Probendehnung von -3,7 ‰.

### 4.3.2 Einaxiales Zugfeld

Das Dehnungsfeld bei einaxialer Kurzzeit-Zugbeanspruchung hat sich als deutlich weniger komplex herausgestellt, als es bei einer Kurzzeit-Druckbeanspruchung vorzufinden war. Hier konzentrierten sich die Dehnungen ausschließlich auf lokale Zonen im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix und weiterhin in der benachbarten Matrix. Diese Dehnungslokalisierungen fanden im Gegensatz zum Verhalten bei einer Druckbeanspruchung sehr spontan statt. In Abbildung 4.13 sind exemplarisch die Dehnungen  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  im Verbundbereich mit  $r = 12,6$  mm für das Einkornmodell M5NG mit einem Gesteinskorndurchmesser von 25 mm dargestellt bei einer Probendehnung von 0,45 ‰. Die Verformungskonzentrationen finden hier im Bereich von 180-360° an der Probenunterseite statt. Die Verformungen auf der gegenüberliegenden Seite sind verschwindend gering. Dieses Verhalten mit einer Lokalisierung an einer Kornseite bei 180-360° oder 0-180° konnte bei allen Proben festgestellt werden. Die Verformungslokalisierungen im jeweiligen Bereich haben einen äußerst charakteristischen Verlauf. So ergibt sich beim Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_y$  eine kontinuierliche Zunahme der Aufweitung von 180-270° mit einem Maximum bei 270°. Die Dehnungen  $\varepsilon_x$  sind erwartungsgemäß verschwindend gering. Für die Gleitungen  $\gamma_{xy}$  ergibt sich ebenfalls ein charakteristischer Verlauf mit Nulldurchgängen bei 180°, 270° und 360° und lokalen Maxima der Absolutwerte der Gleitungen bei 225° und 315°.

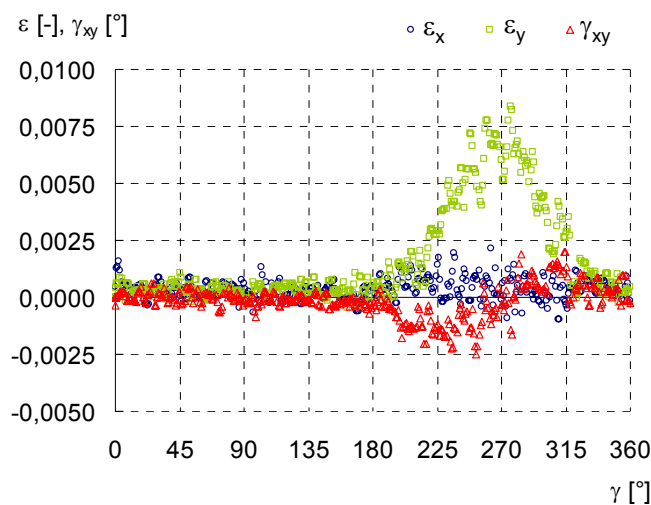


Abbildung 4.13:  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360° für Modell M5NG bei einer Probendehnung von 0,45 ‰.

### 4.3.3 Statistische Verteilung der Dehnungen

Der quantitative Einfluss der Modellzusammensetzung auf die Größe und Verteilung lokaler Dehnungen kann auch anhand einer statistischen Analyse aufgezeigt werden. In Abbildung 4.14 sind die Verteilungsfunktionen der experimentell ermittelten Dehnungen  $\varepsilon_x$  bei den Modellen M1N (normalfeste Matrix ohne Mörtel) und M9NG (Mehrkornmodell mit Graniteinschlüssen variierenden Durchmessers) für 5 Belastungszustände bei einaxialer Druckbean-

spruchung dargestellt. Diese dargestellten Verteilungsfunktionen der positiven Dehnungen und somit Aufweitungen können sehr genau anhand einer Weibull-Verteilung mit

$$\begin{aligned}
 P(E_{x, \text{lokal}} \leq \varepsilon_{x, \text{lokal}}) &= 1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_{x, \text{lokal}}}{\beta}\right)^\alpha} \\
 \alpha &= 0,5 (M9NG) \\
 \alpha &= 1 (M1N) \\
 \beta &= 0,18\varepsilon_{x, \text{global}} + 0,0002 (M9NG) \\
 \beta &= 0,90\varepsilon_{x, \text{global}} + 0,0001 (M1N)
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

beschrieben werden. Hierbei ist der Parameter  $\alpha$  jeweils für alle Laststufen konstant mit einem Wert von 0,5 beim Modell M9NG und 1 beim Modell M1N. Dieser Parameter kann somit als ein Formfaktor betrachtet werden, welcher insbesondere den Einfluss der Gesteinskörnung berücksichtigt.

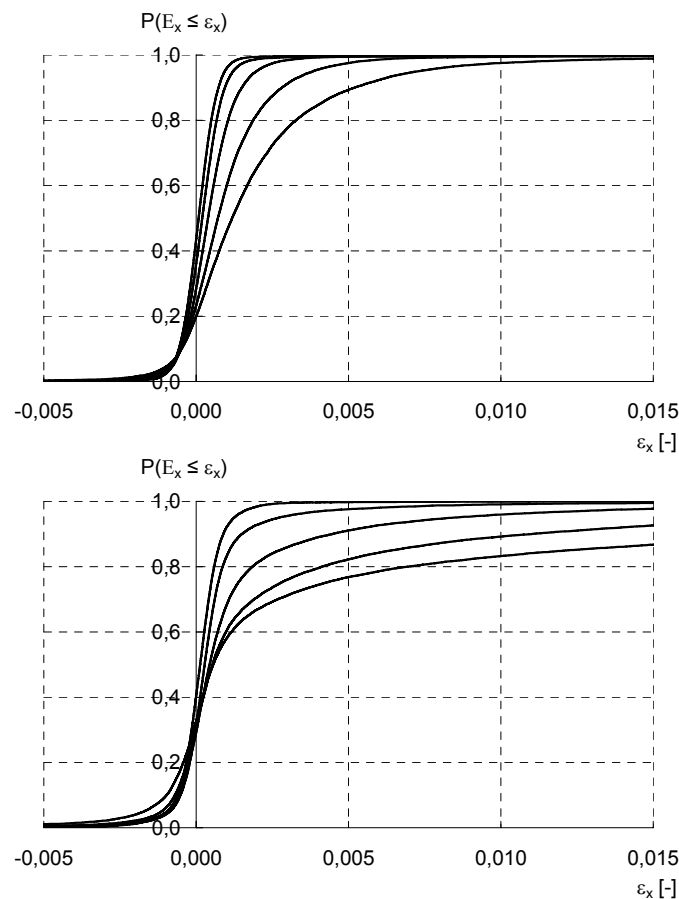


Abbildung 4.14: Experimentell ermittelte Verteilungsfunktionen der Dehnungen  $\varepsilon_x$  für Modell M1N (oben) und M9NG (unten) bei einer Probenstauchung von -2,4, -3,7, -5,0 und -6,2 ‰ in Lastrichtung.

Der Parameter  $\beta$  ist linear abhängig vom Verlauf der Querdehnung der jeweiligen Modelle bei zunehmender Probenstauchung und berücksichtigt somit den Einfluss des Belastungszustandes auf die Verteilung der Dehnungen im Gefüge. Hierbei ergibt sich jedoch ebenfalls eine

Abhängigkeit vom jeweiligen Modelllaufbau. Die Verteilungsfunktionen für beide Modelle verdeutlichen eine kontinuierliche Zunahme der Dehnungen mit zunehmender Probenstauung, was sich in einer charakteristischen Änderung im Verlauf der Verteilungsfunktionen widerspiegelt. Hierbei können zwei Effekte unterschieden werden. Diese sind zum einen die Vergrößerung der Wahrscheinlichkeit des Eintretens von kleineren Dehnungen durch den Effekt der Zunahme der Lokalisierungen (hierdurch verlaufen die Verteilungsfunktionen stärker geneigt zur x-Achse) und zum anderen die Vergrößerung der Werte der eintretenden Dehnungen durch den Effekt der Aufweitung vorhandener Risse (hierdurch verlaufen die Verteilungsfunktionen gedrungener). Die Verteilungsfunktionen der Dehnungen können in Verteilungsfunktionen von Relativverschiebungen bzw. Rissen überführt werden, indem die auftretenden Dehnungen mit der Abmessung der bezogenen Länge, über die diese verschmiert werden, multipliziert werden. Bei den hier dargestellten Modellen sind alle Dehnungen auf eine Länge von  $1040\text{ }\mu\text{m}$  bezogen. Diese Umrechnung macht nur dann Sinn, wenn sich in diesem Bereich jeweils nur eine Lokalisierung bzw. ein Riss bildet und der Übergang von reiner Dehnung zur Rissbildung bekannt ist. Hierzu sind genauere Untersuchungen zur Beschreibung von Bruchvorgängen erforderlich, wie sie in den folgenden Kapiteln erfolgen.

## 4.4 Abbildung von Bruchvorgängen

### 4.4.1 Allgemeines

In Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften der Phasen, geometrischer Einflüsse und der Belastungsart stellt sich im Gefüge von Beton ein charakteristisches Verformungsfeld mit ausgeprägten Lokalisierungen von Verformungen in den unterschiedlichen Phasen ein. Diese Lokalisierungen sind die Ursache charakteristischer Bruchvorgänge. Hierbei muss noch geklärt werden, wann und in welcher Art und Weise der Übergang von Dehnungslokalisierungen zur Rissinitiation und Rissfortschreitung stattfindet. Nur so ist eine umfassende Beschreibung des mikromechanischen Verhaltens von Beton möglich. Von besonderem Interesse sind hier Bruchvorgänge im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix sowie in der Matrix selbst. Aber auch Bruchvorgänge im Gesteinskorn dürfen nicht vernachlässigt werden.

### 4.4.2 Rissbildung in der Matrix

Zur Beschreibung der Rissbildung in der Matrix werden zunächst die stattfindenden Prozesse im einaxialen Zugfeld abgebildet. Hierzu dienen Untersuchungen der Probe MIN aus normalfestem Matrixmaterial bei einaxialer Zugbeanspruchung. Das Verformungs- und Verschiebungsfeld im Bereich einer stattfindenden Lokalisierung von Aufweitungen wurde in Kapitel 3.7.2 im Detail dargestellt. Zur genaueren Beschreibung der dort vorherrschenden Prozesse dient die Beschreibung der Verschiebung  $v_y(x)$  einzelner Punkte  $A(x)$  und  $B(x)$  oberhalb und unterhalb dieser Zone und die Längenänderungen  $\Delta l_a(x)$  zwischen den beiden Punkten sowie die Längenänderungen  $\Delta l_b(x)$  oberhalb der Lokalisierungszone entsprechend Abbildung 4.15 in Abhängigkeit der äußeren Krafteinwirkung. Weiterhin erfolgt eine Darstellung des Verlauf-

fes der Rissweite anhand der Längenänderungen  $\Delta l_a(x)$  entlang der Lokalisierungszone in x-Richtung. Die ursprüngliche Länge  $l_a$  und  $l_b$  betrugen  $1040 \mu\text{m}$ .

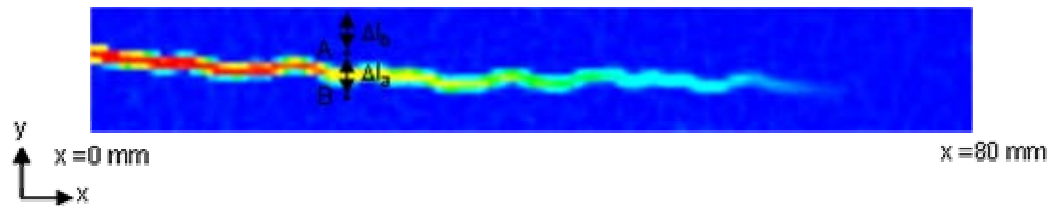


Abbildung 4.15: Parameterdeklaration.

In Abbildung 4.16 sind die Verschiebungen  $v_y$  der Punkte A und B für  $x = 0 \text{ mm}$  für ein definiertes Zeitintervall während der Versuchsdurchführung wiedergegeben. Die Richtung der aufgetragenen makroskopischen Verschiebung der Probe erfolgte in Richtung der negativen y-Achse, die Probe wurde also nach unten bewegt.

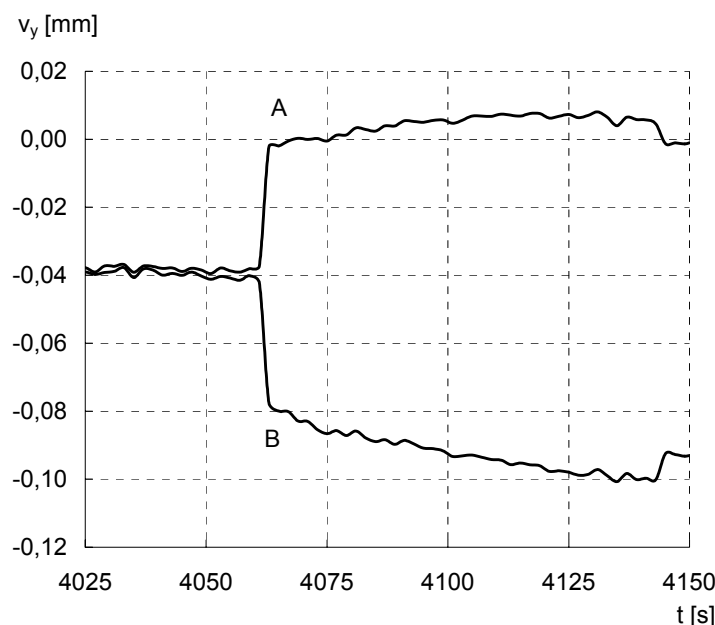


Abbildung 4.16: Verschiebungen der Punkte A und B in y-Richtung (Lastrichtung) für ein ausgewähltes Zeitintervall

Hiernach kommt es zu einer spontanen Verschiebung der beiden Punkte in entgegengesetzte Richtungen nach einem zunächst relativ ähnlichen Verhalten. Hierbei verschiebt sich der Punkt A entgegen der Zugrichtung und der Punkt B in Zugrichtung. Demnach kann der Punkt der einsetzenden Bewegung der Punkte in unterschiedliche Richtungen als die Phase des Übergangs von einer lokalen Dehnung zum Trennriss in der Zone zwischen den beiden Punkten verstanden werden. Somit kommt es zu einer schnellen elastischen Rückverformung des Bereiches oberhalb des Risses, in dem sich der Punkt A befindet. Der Bereich unterhalb des Risses muss diese Rückverformung ausgleichen und somit kommt es zu einer ausgeprägten Zunahme der Verschiebung des sich dort befindenden Punktes B. Nach dem sehr spontanen Entlasten der Zonen oberhalb des Risses finden dort noch weitere Verschiebungen des Punktes A

statt. Verantwortlich dafür ist der Einfluss noch ungerissener benachbarter Zonen. In Abbildung 4.17 ist der zugehörige Verlauf der Längenänderungen  $\Delta l_a$  über einem definierten Zeitintervall aufgetragen. Hiernach findet der Übergang von einer Dehnungslokalisierung zur Trennrissbildung bei einer Relativverschiebung von ca.  $4 \mu\text{m}$  statt. Dies entspricht einer Rissdehnung von  $3,8 \text{ ‰}$  bei der festgelegten Rissbandbreite  $l_a$  von  $1040 \mu\text{m}$ .

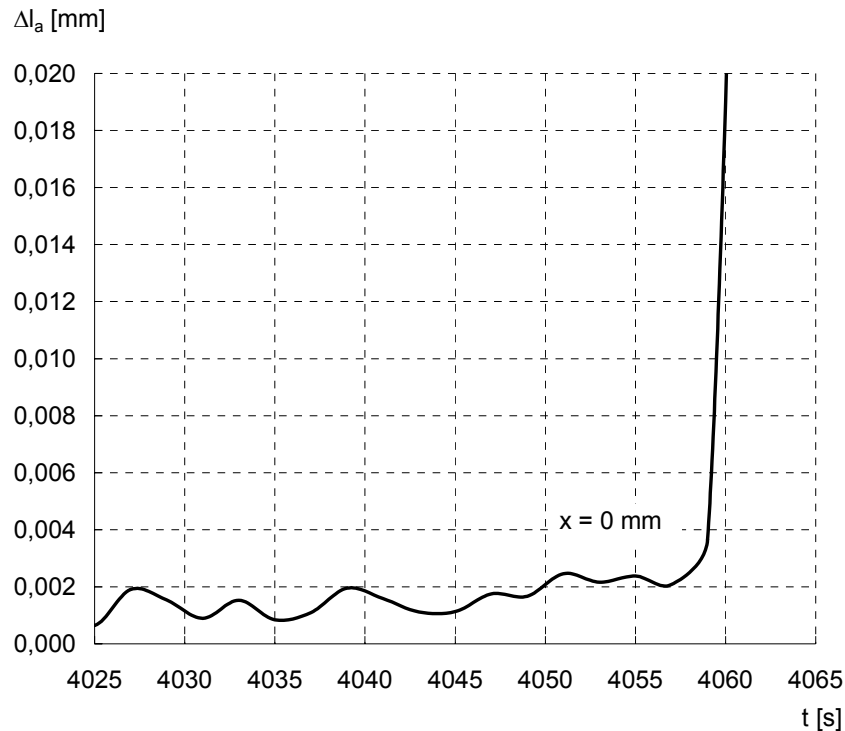


Abbildung 4.17: Verlauf der Rissweite (Längenänderung  $\Delta l_a$ ) an der Stelle  $x = 0 \text{ mm}$  für ein ausgewähltes Zeitintervall.

Die entsprechenden Verläufe für verschiedene Bereiche von  $x = 0 \text{ mm}$  bis  $x = 80 \text{ mm}$  entlang des Risses sind in Abbildung 4.18 wiedergegeben. Die Verschiebungen sind auf eine Facetengröße von  $600 \mu\text{m}$  bezogen. Hierbei kommt es in allen Bereichen nahezu zum gleichen Zeitpunkt zu einer spontanen Verlängerung von  $l_a$  bei einer Relativverschiebung bis zu  $4 \mu\text{m}$ , geringere Werte ergeben sich insbesondere an der gegenüberliegenden Seite des entstehenden Risses aufgrund einer Hebelwirkung, sodass die Rissöffnung in  $y$ -Richtung geringer ausfällt. Dies bekräftigt die Tatsache, dass es zu lokalen Stauchungen am Proberand auf der gegenüberliegenden Stelle des Rissstartpunktes kommt. Auffällig ist die Verringerung der spontanen Rissaufweitung von der Stelle  $x = 0 \text{ mm}$ , an der der Riss startet, bis zur Stelle  $x = 80 \text{ mm}$ , an welcher der Riss sich über die komplette Probenbreite verlängert hat. Diese spiegeln den jeweiligen Anteil der elastischen Rückverformungen wieder und sind somit abhängig von der Abmessung der Höhe des Dehnungsfeldes beim jeweiligen Eintreten des Risses. Dieses fällt an der Stelle  $x = 0 \text{ mm}$  am höchsten auf und verringert sich kontinuierlich mit zunehmender Länge des Risses. Die Ursache hierfür liegt in der inneren Hebelwirkung durch die Rissbildung und der resultierenden komplexeren Spannungsverteilung.

Zum Zeitpunkt der Ausbildung eines vollständigen Trennrisses durch die komplette Probenbreite an der untersuchten Oberfläche stellt sich eine mittlere Rissweite von 80  $\mu\text{m}$  ein. Diese entspricht der kritischen Rissweite, wie sie in den in Kapitel 2.2.2 vorgestellten bruchmechanischen Modellen definiert wurde.

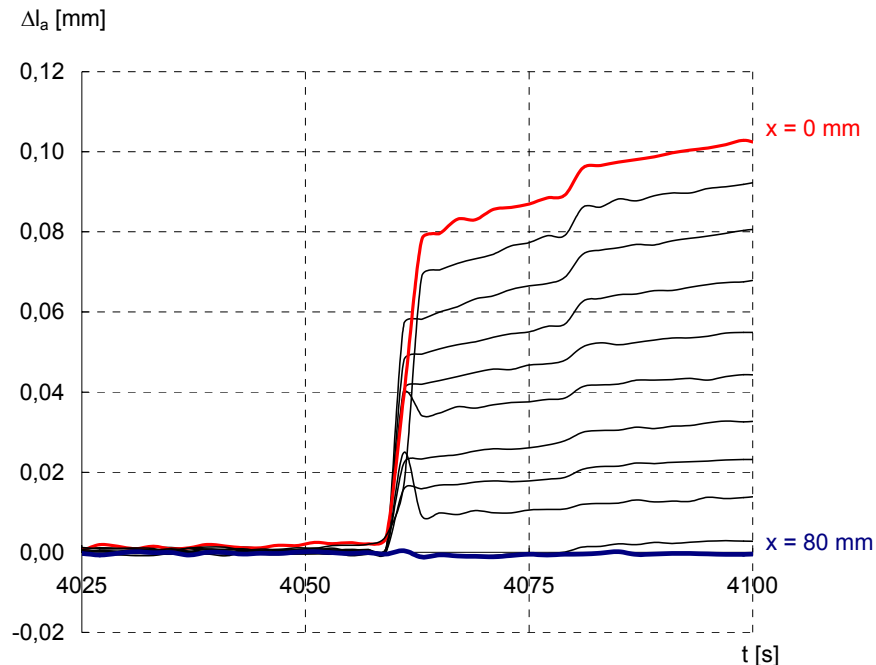


Abbildung 4.18: Verlauf der Rissweiten (Längenänderung  $\Delta l_a$ ) an den Stellen  $x = 0 \text{ mm}$  bis zu  $x = 80 \text{ mm}$  in einem regelmäßigen Raster für ein ausgewähltes Zeitintervall.

Der Verlauf von  $\Delta l_a$  entlang des Lokalisierungsbandes in x-Richtung ist in Abbildung 4.19 für 5 aufeinanderfolgende Lastzustände im Bereich der Höchstlast dargestellt. Hiernach können 3 charakteristische Phasen unterteilt werden. Dabei stellt sich zunächst eine homogene Aufweitung der Lokalisierungszone in x-Richtung ein. Daraufhin kommt es zu einem nahezu linearen Verlauf der der Relativverschiebungen mit einem Maximum an der Stelle der Rissinitiation und einem Minimum am Ende der Lokalisierungszone. In einem späteren Stadium egalieren sich die Dehnungen aufgrund der aufgezwungenen Verformung.

Bisher konnte eine kritische Rissweite ermittelt werden, bei der die Spannungen im Riss vollkommen zurückgehen. Eine genauere Betrachtung des Verlaufes von  $\Delta l_a$  in der Lokalisierungszone und  $\Delta l_b$  oberhalb des Rissbereiches soll einen genaueren Aufschluss darüber geben, ab welchen Relativverschiebungen und entsprechenden Dehnungswerten sich die Lokalisierungen einstellen. Hierzu wird exemplarisch in Abbildung 4.20 der Verlauf der beiden Längenänderungen an der Stelle  $x = 0 \text{ mm}$  über ein maßgebendes Zeitintervall aufgetragen. Hierbei zeigt sich, dass die Längenänderungen bis zu einem Wert von 1  $\mu\text{m}$  einen gleichen Verlauf haben, daraufhin kommt es zu einer Abnahme der Längenänderung  $\Delta l_b$  im Bereich oberhalb der Lokalisierungszone, wobei sich diese weiterhin aufweitet. Somit kann daraus eine



kritische Dehnung von ca. 0,96 ‰ abgeleitet werden, bei der die lokale Spannungsdehnungslinie in den Entfestigungsbereich übergeht. Diese stimmen sehr gut mit zu erwartenden Dehnungen bei bekanntem Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit überein. Hieraus kann die entsprechende Bruchenergie abgeleitet werden, wenn die zugehörigen Spannungen bekannt sind.

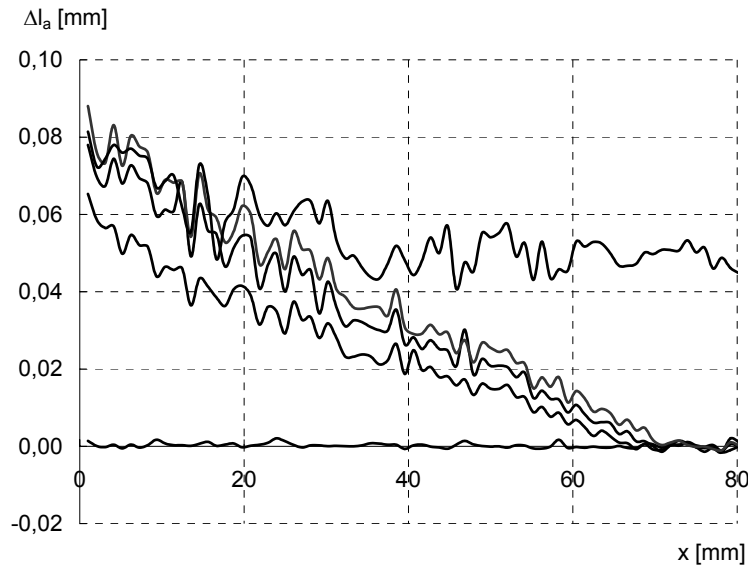


Abbildung 4.19: Verlauf der Rissweiten (Längenänderung  $\Delta l_a$ ) entlang des Lokalisierungsreiches von  $x = 0$  mm bis  $x = 80$  mm für 5 ausgewählte Zustände.

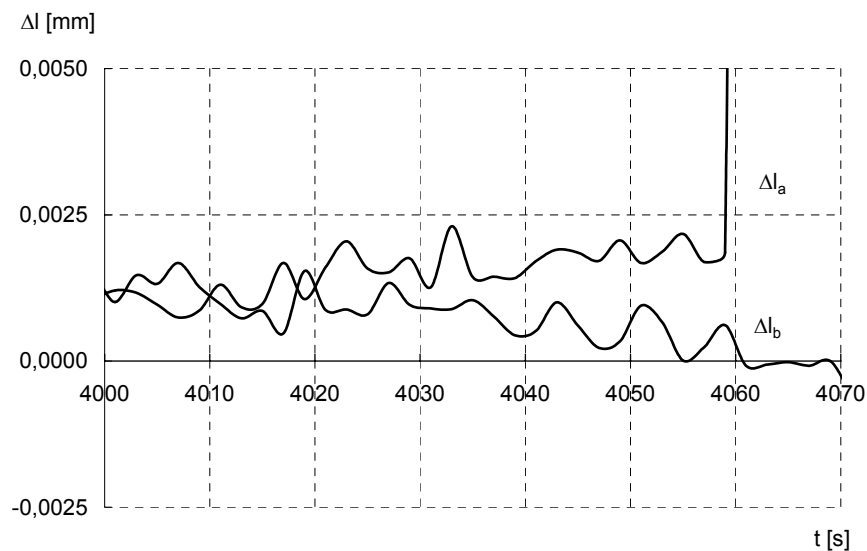


Abbildung 4.20: Verlauf der Rissweite (Längenänderung  $\Delta l_a$ ) und Längenänderung  $\Delta l_b$  im ungerissenen Bereich an der Stelle  $x = 0$  mm im maßgebenden Zeitintervall.

Die Untersuchungen an hochfesten Matrixproben ergaben um ca. 20 % erhöhte Werte der kritischen Rissweite und der Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit.

In Abbildung 4.21 ist die charakteristische Verteilung der Dehnungen beim Keilspaltversuch einer normalfesten Matrix dargestellt. Hierbei startet die Dehnungslokalisierung im Bereich der Kerbe und pflanzt sich in Richtung der Kerbe fort. Weitere Lokalisierungen entstanden durch offensichtlich vorhandene Schwindrisse am Kerbgrund. Diese öffneten sich jedoch nur zu Beginn des Versuchs und waren demnach auf die Oberfläche beschränkt. Bei einer hochfesten Probe kam es ausschließlich zur Öffnung von Schwindrissen, die sich offensichtlich aufgrund von Zwangsspannungen durch den Keil der Schalung über die komplette Probentiefe ausbildeten. Es empfiehlt sich daher eine andere Art der Probekörperherstellung.

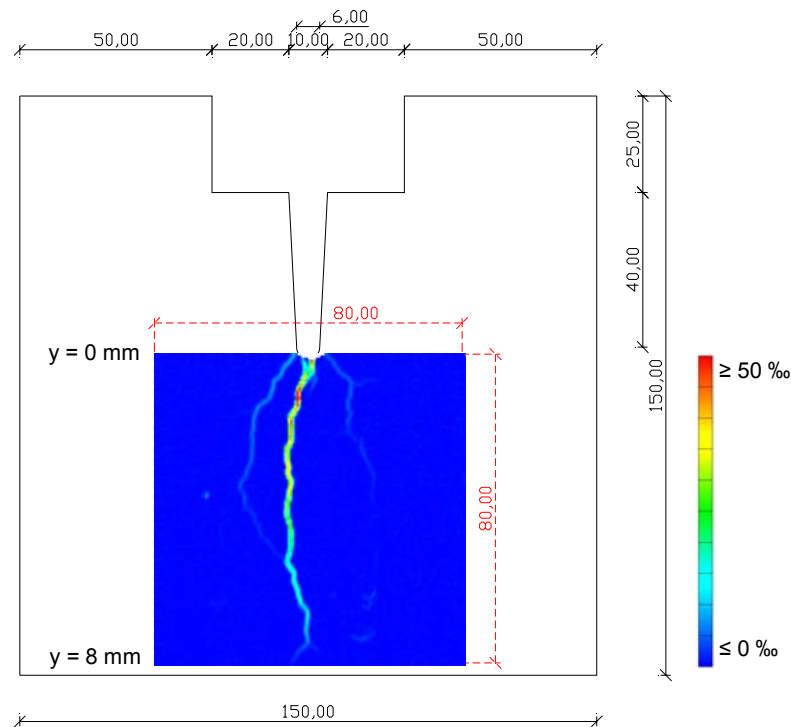


Abbildung 4.21: Dehnungslokalisierungen beim Keilspaltversuch.

Auch hier wurde die Änderung der Rissweite anhand der Längenänderung  $\Delta l$  einer Linie  $l$  der ursprünglichen Länge von  $1040 \mu\text{m}$  zwischen zwei Punkten links und rechts von der Lokalisierungsstelle in x-Richtung senkrecht zur Keilachse gemessen. In Abbildung 4.22 sind die Verläufe in Abhängigkeit des Spaltweges für unterschiedliche Stellen  $y = 0-60 \text{ mm}$  entlang des Lokalisierungsbandes dargestellt. Dabei entspricht der Spaltweg der Zunahme des Abstandes der Lagerachsen, über die der Keil eingetrieben wurde. Auch hier kann eine kritische Rissweite von  $5 \mu\text{m}$  nachgewiesen werden, bei der der Riss einsetzt. Mit zunehmender Entfernung vom Kerbgrund werden die Relativbewegungen der Rissufer nach Entstehung des Risses sukzessive geringer bis nahezu verschwindend gering. Dies steht in Zusammenhang mit der abnehmenden Breite der Zugzone aufgrund der Hebelwirkung des Keils und des entstehenden Risses, wie es auch beim einaxialen Zugversuch beobachtet werden konnte.

Die Untersuchungen der Matrixrissbildung im Zugfeld ergeben insbesondere, dass die Festlegung einer kritischen Rissweite, bei der die Dehnungslokalisierungen in einen Trennriss übergehen, nur dann sicher nachgewiesen werden kann, wenn die Rissbildung in einem Zugfeld

mit einer gewissen Abmessung senkrecht zum Riss stattfindet, sodass entsprechend deutliche Entlastungsverformungen die Rissbildung ankündigen.

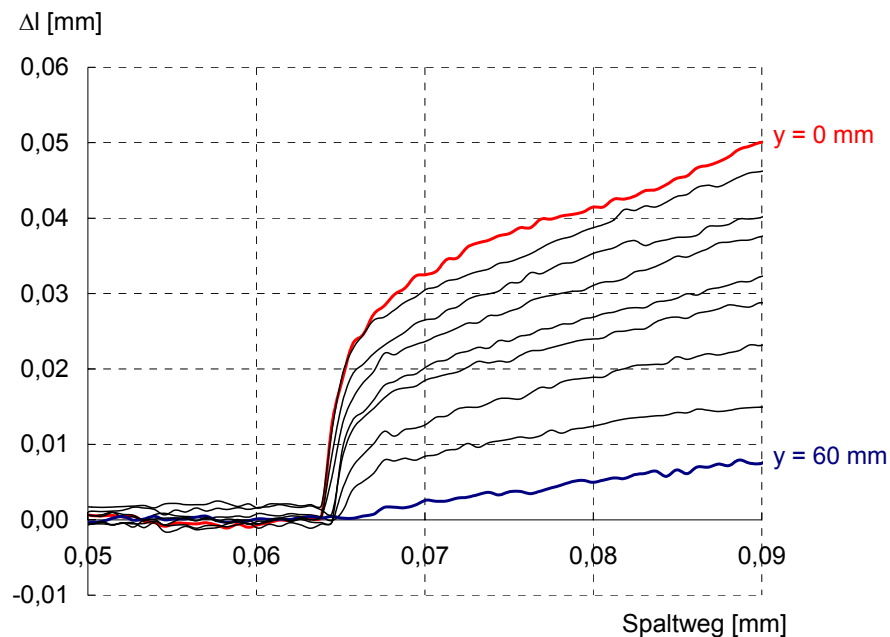


Abbildung 4.22: Verlauf der Rissweiten (Längenänderung  $\Delta l$ ) in einem regelmäßigen Raster von  $y = 0$  mm (Kerbgrund) bis  $y = 60$  mm mit zunehmendem Spaltweg beim Keilspaltversuch.

Auch im Druckfeld entstehen Risse mit einer charakteristischen Orientierung. Diese ergeben sich anhand der Ausbildung lokaler Zugbereiche im globalen Druckfeld. Die Abmessung dieser lokalen Zugbereiche in der Matrix ist deutlich geringer als bei einer reinen Zugbeanspruchung. Die Messungen von Relativverschiebungen einzelner Punkte links und rechts der Rissufer ergaben, dass sich erst bei einer Relativverschiebung von ca.  $50 \mu\text{m}$  ein rapides Auseinanderklaffen der Rissufer ergab, wie es sich im einaxialen zentrischen Zugfeld auch eine kritische Rissweite von  $5 \mu\text{m}$  einstellte. Eine genauere Beobachtung der Relativverschiebung ergab jedoch auch eine merkliche Rissaufweitung bei dieser kritischen Rissweite von  $5 \mu\text{m}$ . Beim extremen Aufklaffen des Risses bei ca.  $50 \mu\text{m}$ , der mit einer enormen Rissverlängerung verbunden war, handelt es sich demnach um einen Übergang in einen instabileren Zustand und entsprechendem Rissverhalten im Gefüge.

Lokale Zugfelder in der Matrix entstehen zum einen aufgrund von Querkzugspannungen senkrecht zu auftretenden Hauptnebenspannung. Weiterhin entstehen sie aufgrund von Gleitvorgängen der Matrix entlang des Gesteinskorns. Hierbei kommt es bei dem Modell M5NG mit einem Graniteinschluss in einer normalfesten Matrix zur charakteristischen Ausbildung eines Schubkegels mit einer Geometrie entsprechend Abbildung 4.23. Dieser entsteht im Verbundbereich an der Stelle  $\beta = 45^\circ$ , an der die Gleitungen  $\gamma_{xy}$  einen Vorzeichenwechsel bzw. Nullpunkt aufweisen und die Stauchungen  $\varepsilon_y$  ihr Maximum erreichen. Diese Risse pflanzen sich in der Matrix zunächst in Richtung der Lastachse und bei einer höheren Belastung unter dem einem Winkel  $\beta = 30^\circ$  fort. Diese Neigungswinkel entstehen dadurch, dass es in der Matrix oberhalb und unterhalb vom Korn in einem Abstand, welcher dem Kornradius

berhalb und unterhalb vom Korn in einem Abstand, welcher dem Kornradius entspricht, zu erhöhten Querkzugspannungen kommt.

Aufgrund zusätzlicher erhöhter Druckbeanspruchung in diesem Bereich entfestigt sich dieser und die Spannungstrajektorien verlaufen nun um das Korn herum, während sie sich vorher in Bereichen von  $\pm 0-45^\circ$  in Richtung des Korns ausgerichtet waren. Dies wird bekräftigt durch die Änderung des Verlaufes der Gleitungen im Verbundbereich.

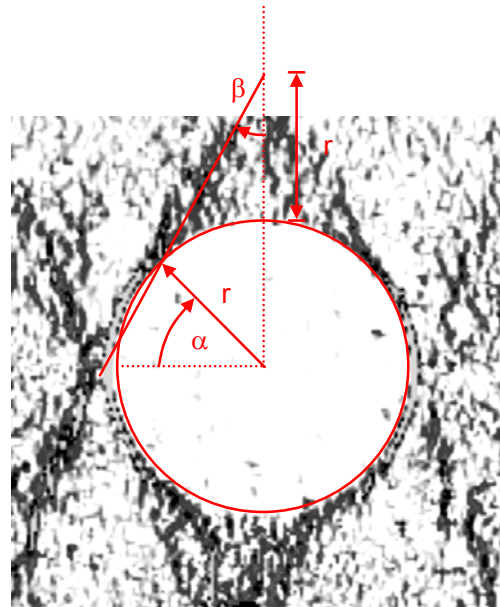


Abbildung 4.23: Ausbildung eines Schubkegels beim Modell M5NG.

Bei dem Modell M5NZ mit einem Ziegeleinschluss in einer normalfesten Matrix und dem Modell M5HG mit einem Graniteinschluss in einer hochfesten Matrix ist die Festigkeit der Matrix größer bzw. nahezu gleich der Matrix. Weiterhin kommt insbesondere beim hochfesten Modell M5HG aufgrund des geringeren Unterschiedes der Elastizitätsmodule der Gesteinskörnung und der Matrix und einem stärkeren Verbund zu geringeren Gleitungen. Hierdurch pflanzen sich die Gleitrisse im Verbund in die Matrix in Lastrichtung fort, da es aufgrund der relativ geringeren Beanspruchungen zu keinen Entfestigungsbereichen oberhalb und unterhalb des Korns kommt und somit das Spannungsfeld weniger umgelenkt wird. Auch hier entstehen die Matrixrisse an der Stelle, an der die Gleitungen  $\gamma_{xy}$  einen Vorzeichenwechsel bzw. Nullpunkt aufweisen und die Stauchungen  $\varepsilon_y$  ihr Maximum erreichen. Bei Modellen mit mehreren Einschlüssen konnten die gleichen Phänomene beobachtet werden.

#### 4.4.3 Bildung von Grenzflächenrissen

Die Beschreibung der Bildung von Grenzflächenrissen zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix erfolgt auch hier zunächst für den Fall der Rissbildung im Zugfeld. Hierbei wird die Rissbildung in analoger Weise zur Rissbildung in der Matrix dargestellt, indem die Längenänderung einer Linie zwischen zwei Punkten oberhalb und unterhalb der Lokalisierungszonen im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix betrachtet wird. In Abbildung 4.24 ist der Verlauf der Rissweite anhand der Längenänderung  $\Delta l$  einer Linie der

ursprünglichen Länge  $l$  von  $520\text{ }\mu\text{m}$  dargestellt. Zunächst erfolgt eine sukzessive Zunahme und ein darauffolgender Rückgang der Rissweite aufgrund der aufgetragenen zyklischen Verformung und einer darauffolgenden rapiden Zunahme bei einer kritischen Rissweite von ca.  $5\text{ }\mu\text{m}$ . Auch hier kam es bei Proben mit einer hochfesten Matrix zu leicht erhöhten Werten wie es bei reinen Matrixbrüchen festgestellt werden konnte.

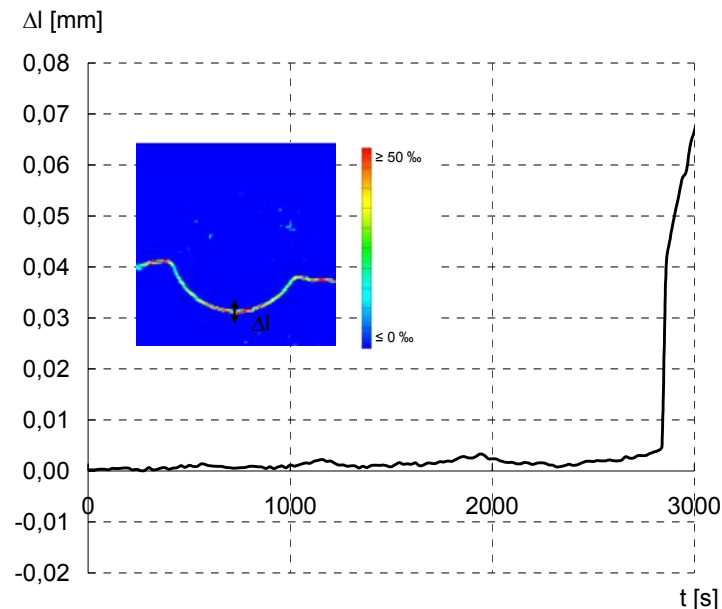


Abbildung 4.24: Verlauf der Rissweite (Längenänderung  $\Delta l$ ) im Verbundbereich für eine ausgewählte Zeitintervall.

Die Untersuchungen zur Bildung von Grenzflächenrissen im einaxialen Druckfeld zeigen ein ähnliches Verhalten wie es bei Matrixrissen beobachtet werden kann. Die Messungen von Relativverschiebungen einzelner Punkte links und rechts der Rissufer ergaben auch hier, dass sich insbesondere bei einer Relativverschiebung von ca.  $50\text{ }\mu\text{m}$  ein rapides Auseinanderklaffen der Rissufer aufgrund des Übergangs in einen instabilen Zustand ergab. Jedoch konnte auch hier eine merkliche Rissaufweitung bei einer kritischen Rissweite von  $5\text{ }\mu\text{m}$  in Bereichen von  $\pm 90^\circ$  zur Lastachse festgestellt werden. In den Bereichen von  $\pm 45-90^\circ$  zur Lastachse war diese kritische Rissweite um ca.  $1-2\text{ }\mu\text{m}$  erhöht. Hier macht sich der Einfluss der Kornrauigkeit bemerkbar, welche zu einer mikroskopischen Verzahnung der Rissufer führt.

#### 4.4.4 Rissbildung in der Gesteinskörnung

Eine Rissbildung in der Gesteinskörnung konnte nur bei den Modellen M5NZ und M5HG bei einaxialer Druckbeanspruchung festgestellt werden, bei denen die Festigkeit der Matrix größer oder nahezu gleich der Kornfestigkeit war. Hierbei entstanden insbesondere beim Modell M5NZ mit einem Ziegeleinschluss in einer normalfesten Matrix mit einer relativen Festigkeit der Gesteinskörnung zur Matrix von 1,67 in Kornmitte ausgeprägte Aufweitungsbänder mit einer Orientierung in Richtung der Lastachse. Diese lassen sich als Spaltzugrisse interpretie-

ren, welche sich aus einer konzentrierten Druckbeanspruchung in der Matrix oberhalb und unterhalb des Korns ergeben.

## **Kapitel 5**

# **Numerische Simulation**

### **5.1 Allgemeines**

An die experimentellen Untersuchungen angelehnte und entsprechend optimierte numerische Simulationen nach der Methode der finiten Elemente (FEM) mit der Software DIANA liefern Informationen, inwiefern sich die im Programm implementierten Werkstoffgesetze und bruchmechanischen Modelle zur Abbildung des mikromechanischen Verhaltens von Beton eignen.

### **5.2 Umfang der Simulation**

Für die numerischen Simulationen wurden die Modellbetone M3NG, M5NG, M6NG und M9NG entsprechend Tabelle 3.3 mit einer normalfesten Matrix und Granit als Gesteinskörnung zweidimensional abgebildet und das Verhalten der Modellbetone bei einer einaxialen, verformungsgesteuerten Druckbeanspruchung mittels FEM simuliert. Exemplarisch erfolgte auch eine Simulation des Verhaltens des Modellbetons M5NG bei einaxialer verformungssteuerter Zugbeanspruchung.

### **5.3 Numerische Modelle**

Der Aufbau der numerischen Modelle entspricht dem mesoskopischen Aufbau der Modellbetone, in dem die Phasen Gesteinskörnung und Matrix und der Verbundbereich in Form einer 50 µm starken Kontaktzone berücksichtigt wurden. Diese wurden zweidimensional abgebildet. Im Allgemeinen wurde eine homogene Mörtelmatrix berücksichtigt, wie sie sich zum Beispiel durch Poren, kleine Sandkörner und die unterschiedlichen Phasen des Zementsteins ergibt, wurden die Werkstoffeigenschaften der Matrix exemplarisch für einzelne Modelle im Finiten Elemente Modell statistisch verteilt. Für die Simulationen wurden entsprechende Elementnetze generiert. Hierbei wurde die Symmetrie der Modelle ausgenutzt und jeweils ein Viertelmodell ab-

gebildet mit entsprechender Vorgabe der Lagerungsbedingungen an den Symmetrieachsen. Es wurden isoparametrische Dreieckselemente mit 6 Knoten (CT12M) und isoparametrische Rechteckelemente mit 8 Knoten (CQ16M) verwendet. Diese zeichnen sich weiterhin aus durch eine quadratische Interpolation und eine  $2 \times 2$  Gauss-Integration sowie der Abbildung ebener Spannungszustände.

Die Abmessung der Kontaktzone fordert insbesondere im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix ein sehr feines Elementnetz. In Abbildung 5.1 ist ein Auszug des Netzes beim Modell M6NG in diesem Bereich dargestellt.

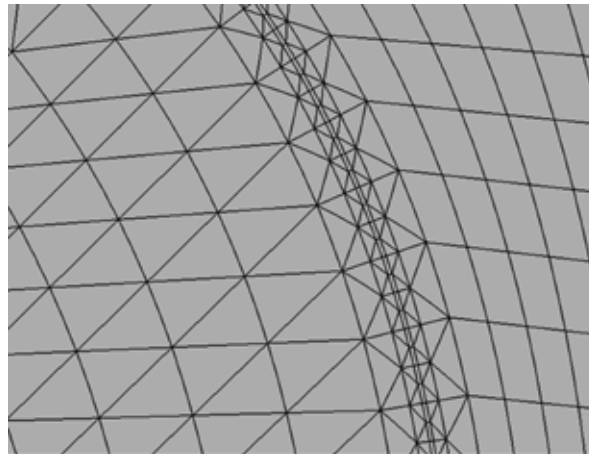


Abbildung 5.1: Netzverfeinerung im Bereich der Verbundzone zwischen Gesteinskorn und Matrix für Modell M6NG.

Die Simulationen des Verhaltens bei einaxialer verformungsgesteuerter Druckbeanspruchung fanden statt unter einer kontinuierlich zunehmenden Verschiebung in 150 Lastschritten von jeweils  $-0,002$  mm. Bei der Simulation des Verhaltens bei verformungsgesteuerter einaxialer Zugbeanspruchung erfolgte eine kontinuierlich zunehmende Verschiebung in 150 Lastschritten von je  $0,0002$  mm bei der. Als Iterationsverfahren wurde das Standard Newton Verfahren in Verbindung mit einem Line Search Algorithmus verwendet.

## 5.4 Werkstoffgesetze und bruchmechanische Modelle

Das Verhalten der Matrix und der Kontaktzone wurden unter Verwendung des Total Strain Crack Model abgebildet, welches das Zugverhalten wie das Druckverhalten mit einer einzigen Spannungsdehnungslinie beschreibt. Für die Simulation des Druckverhaltens der Matrix und der Kontaktzone wurde ein parabelförmiger Verlauf der Spannungsdehnungslinie nach Feenstra [DIAN 05] verwendet, welcher den experimentell ermittelten Verlauf der Spannungsdehnungslinie der verwendeten Matrix sehr gut abbildete. Hierbei wurde eine Regularisierung anhand der spezifischen Bruchenergie  $G_f$  und der Rissbandbreite  $h$  vorgenommen. Zur Simulation des Zugverhaltens wurde das Modell der verschmierten Rissbildung mit rotierenden Rissen verwendet. Für die Verwendung des Modells der rotierenden Risse sprach insbesondere, dass sich bei den experimentellen Untersuchungen unter zunehmender Beanspruchung Änderungen der Richtung der Hauptdehnungen ergaben. Auch hier erfolgte eine Regu-

larisierung anhand der spezifischen Bruchenergie  $G_c$  und der Rissbandbreite  $h$ . Hierbei folgte die Spannungsdehnungslinie in Anlehnung an die experimentellen Befunde einem bilinearen Verlauf. Für die Gesteinskörnung wurde ein linear elastischer Ansatz gewählt.

Die erforderlichen Werkstoffparameter der Matrix und Gesteinskörnung entsprachen in einer ersten Simulation am makroskopischen System experimentell ermittelten Werten nach Tabelle 5.1. Entsprechende Parameter für die Kontaktzone ergaben sich durch Reduktion der Matrixwerte um 40 %. Dies entspricht dem aus der Literatur bekannten Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit von Matrix und ITZ (siehe Kapitel 2.1.1). Analoge Zusammenhänge hinsichtlich der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls sind nicht bekannt und wurden ebenfalls auf 40 % der Matrixwerte festgelegt. Die in der Literatur angegebenen Werte der spezifischen Bruchenergie der ITZ streuen stark, daher wird auch dieser Wert auf 60 % der Matrixwerte festgelegt. Die Poissonzahl der ITZ entsprach dem Wert der Matrix.

*Tabelle 5.1. Werkstoffparameter nach experimentellen Ergebnissen am makroskopischen System und davon abgeleitete Werte für die ITZ.*

Komponente	Matrix	ITZ	Gesteinskörnung
Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	16.049	9.630	61.757
Poissonzahl [-]	0,2	0,2	0,2
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,5	1,5	-
spezifische Bruchenergie $G_f$ [N/mm]	0,112	0,067	-
Druckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45,0	27	-
spezifische Bruchenergie $G_c$ [N/mm]	5,25	3,15	-

Bei der Verwendung dieser Parameter kam es jedoch zu deutlichen Unterschieden zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen. Hierbei ergab sich insbesondere ein zu steifes Systemverhalten. Weiterhin kam es zu Instabilitäten bei der numerischen Rechnung noch vor dem Erreichen des Entfestigungsbereiches. Die tatsächlich stattfindenden mikromechanischen Prozesse und das resultierende effektive Verhalten des Modellbetons konnten somit anhand der am makroskopischen System experimentell ermittelten Parameter nicht abgebildet werden. Dies war aufgrund der Komplexität der Zusammenhänge zu erwarten.

Somit war eine gezielte Parameteranpassung erforderlich, um das Werkstoffverhalten durch die Simulation wirklichkeitsgetreu abbilden zu können. Diese Anpassung erfolgte mit Hilfe der Ergebnisse aus den experimentellen optischen Untersuchungen zum mikromechanischen Verhalten. Eine Übersicht zu den optimierten Parametern, welche dann für die weitere Simulation verwendet wurden, kann Tabelle 5.2 entnommen werden.



Hierbei wurde der Elastizitätsmodul der Matrix auf 85 % des experimentell ermittelten makroskopischen Wertes des Tangentenmoduls bei  $f_{cc}/3$  reduziert. Der Elastizitätsmodul der ITZ wurde dann auf 60 % dieses Wertes festgelegt. Dies stimmte sehr gut mit den experimentellen optischen Beobachtungen lokaler Verformungen überein.

Tabelle 5.2. Werkstoffparameter nach gezielter Anpassung.

Komponente	Matrix	ITZ	Gesteinskörnung
Elastizitätsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]	13.800	8.280	61.757
Poissonzahl [-]	0,2	0,2	0,2
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4,0	3,6	-
spezifische Bruchenergie $G_f$ [N/mm] <sup>1)</sup>	0,067	0,060	-
Druckfestigkeit $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	36,7	36,7	-
spezifische Bruchenergie $G_c$ [N/mm] <sup>1)</sup>	4,0	3,6	-

<sup>1)</sup>Rissbandbreite  $h$  nach [DIAN 05]:

$$h = \sqrt{2A}$$

$A$  = Elementfläche

Für die Gesteinskörnung wurde der experimentell ermittelte makroskopische Wert des Elastizitätsmoduls verwendet. Bei der Matrix und der Gesteinskörnung blieb der experimentell ermittelte Wert der Poissonzahl unverändert. Dagegen musste die am makroskopischen System experimentell ermittelte Zugfestigkeit der Matrix deutlich auf 160 % erhöht werden. Erst ab diesem Wert war eine stabile Berechnung möglich, sodass auch der Entfestigungsbereich simuliert werden konnte. Hierzu musste auch die Zugfestigkeit der ITZ auf 90 % dieses neu festgelegten Matrixwertes angehoben werden. Diese relative hohe Zugfestigkeit der ITZ im Vergleich zu Werten aus der Literatur lässt sich jedoch auch mit der experimentell nachgewiesenen Mikrokornverzahnung im Bereich der ITZ bei  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse erklären, welche zu einer höheren Zugfestigkeit der Kontaktzone in diesen Bereichen führt. Das mikromechanische Verhalten in diesem Bereich hat einen maßgebenden Einfluss auf die Stabilität des gesamten Verformungsverhaltens.

Die erforderliche Vergrößerung dieser Werte steht auch im Zusammenhang mit nicht berücksichtigten räumlichen Vorgängen.

Die Werte der spezifischen Bruchenergien  $G_f$  der Matrix und Kontaktzone wurde an ein den experimentellen optischen Untersuchungen orientiertes Minimum angepasst, bei dem eine stabile Simulation noch möglich war. Hierbei entsprach der Wert der ITZ vor dem Hintergrund der zur Zugfestigkeit gemachten Annahmen 90 % des festgelegten Wertes der Matrix.

Die Druckfestigkeit der Matrix wurde auf 82 % des experimentell ermittelten makroskopischen Wertes reduziert zugunsten eines realistischeren Simulationsergebnisses. Diese Reduktion kann analog zur nötigen Reduktion des Elastizitätsmoduls mit dem Einfluss von Schwindverformungen begründet werden. Der ITZ wurde die gleiche Druckfestigkeit zugewiesen, da nach den experimentellen optischen Beobachtungen nach dem Erreichen der in der Realität geringeren ITZ-Druckfestigkeit die Spannungen direkt von Korn zur Matrix übertragen werden (ITZ wird überdrückt). Die Simulation mit einer geringeren Festigkeit führte zu einem Snap-Back-Verhalten aufgrund der damit verbundenen Entlastung der ungeschädigten Bereiche.

Die experimentell gemessene spezifische Bruchenergie  $G_c$  der Matrix wurde herabgesetzt aufgrund der reduzierten Werte der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls im Vergleich zum experimentell ermittelten Wert am makroskopischen System. Auch hier entsprach der Wert der ITZ vor dem Hintergrund der zur Zugfestigkeit gemachten Annahmen 90 % des festgelegten Wertes der Matrix.

Prinzipiell lässt sich durch die erstellten numerischen Modelle bei entsprechender Parameteranpassung auch das Verhalten der Modellbetone bei hiervon abweichenden Werkstoffeigenschaften der Konstituenten abbilden. Insbesondere bei zu erwartendem nichtlinearem Verhalten der Gesteinskörnung sollten dann die für die Matrix verwendeten Modellansätze zur Anwendung kommen. Auf diese Studie musste im Rahmen der vorliegenden Arbeit aufgrund der zur Verfügung stehenden Zeit verzichtet werden.

## 5.5 Ausgewählte Ergebnisse

Den im Folgenden dargestellten Ergebnissen liegen die in Tabelle 5.2 dargelegten Werkstoffparameter zugrunde. In Abbildung 5.2 sind die Verläufe der Hauptdehnungen, Nebendehnungen und Gleitungen für die unterschiedlichen Modelle M5NG, M6NG und M9NG mit homogenen Matrixeigenschaften abgebildet, wie sie sich aus den numerischen Simulationen bei einaxialer kurzzeitiger Druckbeanspruchung bei einer Probendehnung von -2,4 % ergaben. Die Ergebnisse stimmen quantitativ sehr gut mit den experimentellen Befunden überein, insbesondere trifft dies für die Lokalisierungen im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix zu. Bei der Betrachtung der Hauptdehnungen fällt jedoch auf, dass die größten Aufweitungen bei allen Modellen an der Stelle  $\pm 45^\circ$  zur Lastachse auftreten. Bei den experimentellen Untersuchungen trat dies in Bereichen von der Stelle  $\pm 90^\circ$  zur Lastachse auf. Die Verformungen in der Matrix sind jedoch bei diesen Simulationen mit homogenen Matrixeigenschaften viel homogener, als sie sich real einstellen, die Bereiche maximaler Verformungen stimmen jedoch qualitativ sehr gut mit den tatsächlichen überein. Eine quantitative Analyse der Übereinstimmung von experimentellen und numerischen Untersuchungen erfolgt in Kapitel 5.6. Der Vorteil bei der Berücksichtigung einer homogenen Matrix liegt darin, dass die Verformungsverteilungen und somit das prinzipielle innere Trag- und Verformungsverhalten besser zum Vorschein kommen. Hierbei wird insbesondere deutlich, dass sich die Nebendehnungen, also die Stauchungen, in den Matrixbereichen in einem charakteristischen Einzugsbereich oberhalb und unterhalb der Körner lokalisieren und sich dadurch ein Fach-

werkmuster ausbildet. Dies zeigt sich auch bei der Darstellung entsprechender Ergebnisse für die Nebenspannungen.

In Abbildung 5.3 sind die Nebenspannungen für die Modelle M5NG, M6NG und M9NG mit homogenen Matrixeigenschaften bei einaxialer kurzzeitiger Druckbeanspruchung bei einer Probendehnung von -2,4 ‰ und -6,2 ‰ abgebildet. Hiernach treten bei einer Probendehnung von -2,4 ‰ die höchsten Spannungen im Korn auf und es bildet sich ein Fachwerkgerüst von erhöhten Spannungen in der Matrix wie es bei den Nebendehnungen schon zum Vorschein kam. Die schräg von Korn zu Korn verlaufenden Lokalisierungsbänder entstehen offensichtlich durch die Vereinigung der Einzugsbereiche erhöhter Spannungen bzw. Stauchungen in der Matrix oberhalb und unterhalb vorhandenerer Körner.

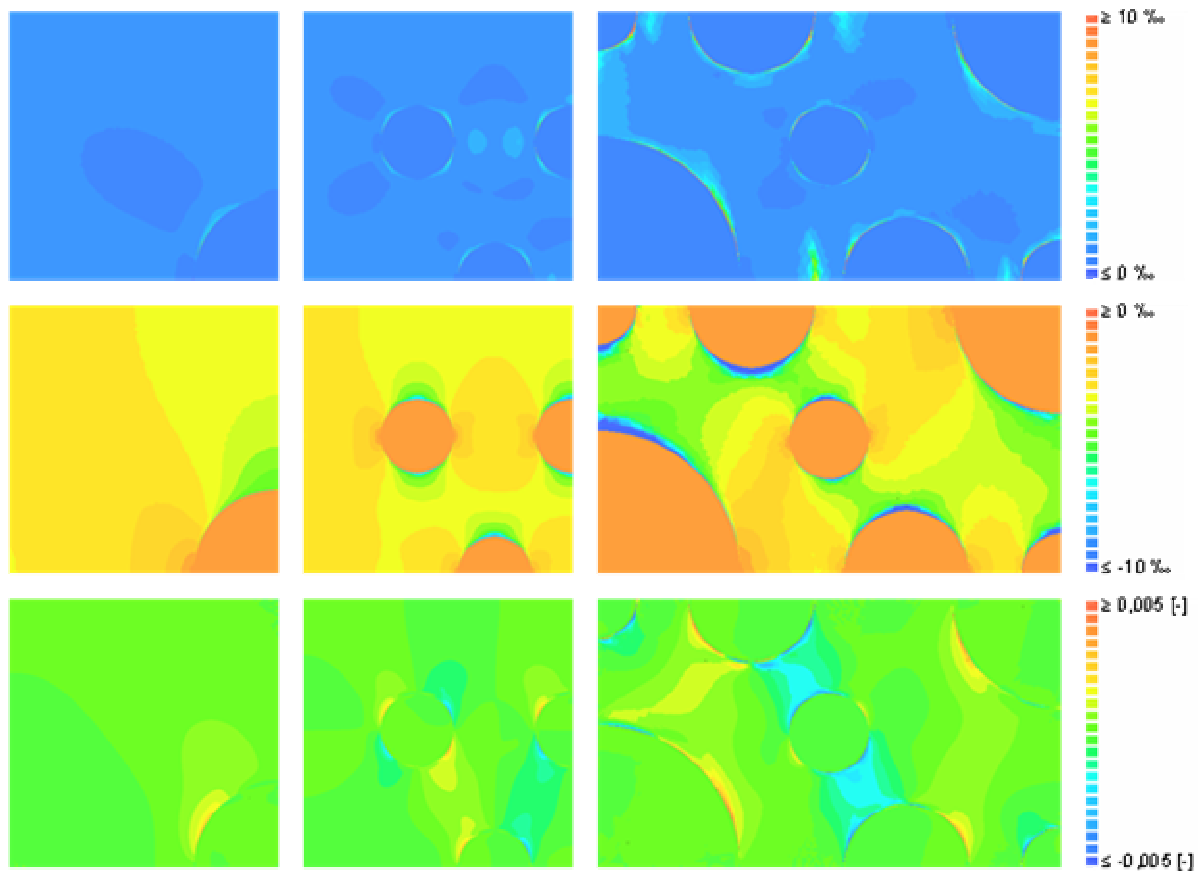


Abbildung 5.2: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) für Modelle M5NG (links), M6NG (Mitte) und M9NG (rechts) bei einer Probendehnung von -2,4 ‰.

Bei einer höheren Probendehnung von -6,2 ‰ im Bereich der Höchstlast ändern sich die Verhältnisse deutlich (Abbildung 5.3, unten). Die Spannungen im Korn und in der Matrix nehmen ähnliche Werte an. In weiten Bereichen der Modelle kommt es zur vollständigen Entfestigung und die Spannungen konzentrieren sich auf die Zonen mit dem geringsten Gehalt an Gesteinskörnern.

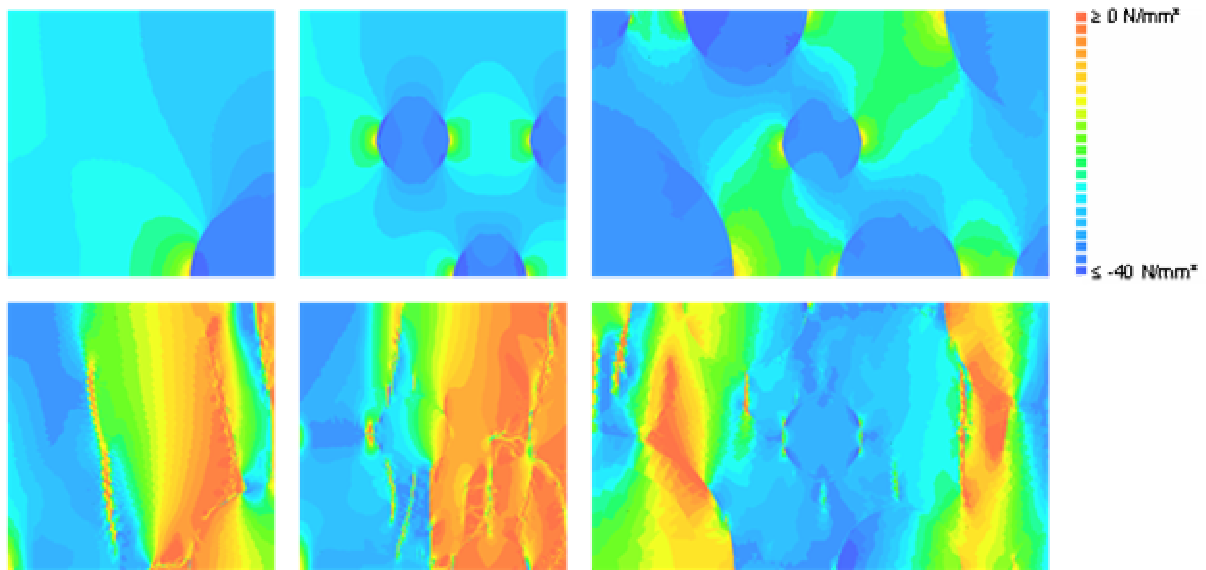


Abbildung 5.3: Nebenspannungen für Modelle M5NG (links), M6NG (Mitte) und M9NG (rechts) bei einer Probendehnung von -2,4 ‰ (oben) und -6,2 ‰ (unten).

## 5.6 Vergleich mit experimentellen Untersuchungen

Die Spannungsdehnungslinien für die unterschiedlichen Modelle konnten durch eine entsprechende Parameteranpassung sehr gut nachmodelliert werden. Exemplarisch sind in Abbildung 5.4 die experimentell ermittelten Spannungsdehnungslinien bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung für das Modell M5NG mit den numerischen Ergebnissen bei homogen verteilten Matrixeigenschaften gegenübergestellt.

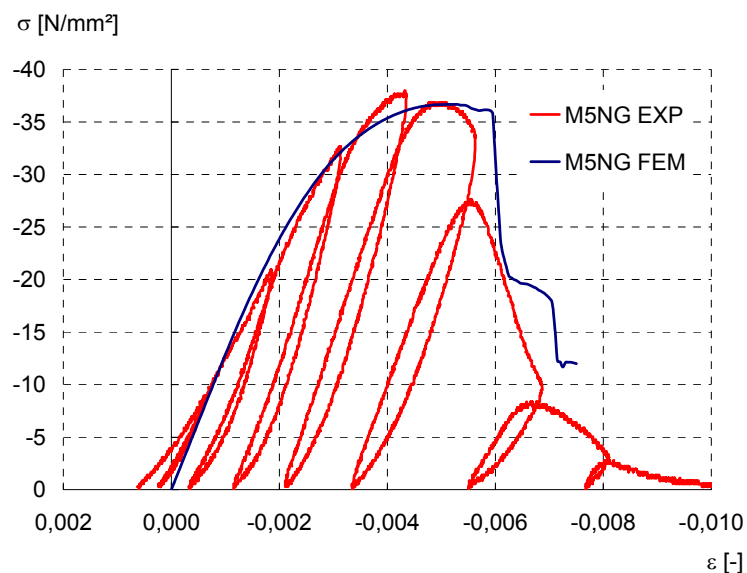


Abbildung 5.4: Experimentell (EXP) und numerisch (FEM) ermittelte Spannungsdehnungslinien für Modell M5NG bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung.

Beim Vergleich der experimentell ermittelten und simulierten Verformungsfelder in Abbildung 5.5 links und Mitte, ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung der auftretenden Verformungslokalisierungen im Verbundbereich bei einer Probendehnung von  $-6,2\text{‰}$ . So kommt es bei beiden Fällen zu einer Umkehr des Vorzeichens der Gleitungen entlang des Gesteinskorns. Auch die hier nicht dargestellten Richtungen der Haupt- und Nebendehnungen stimmen bei den experimentellen wie numerischen Untersuchungen sehr gut überein. Bei der Darstellungsweise muss wieder berücksichtigt werden, dass die Dehnungen in der Kontaktzone bei den Simulationen um den Faktor 10 höher ausfallen müssten, da diese bei den experimentellen Untersuchungen über einen Bereich der 10-fachen Breite der Kontaktzone verschmiert werden.

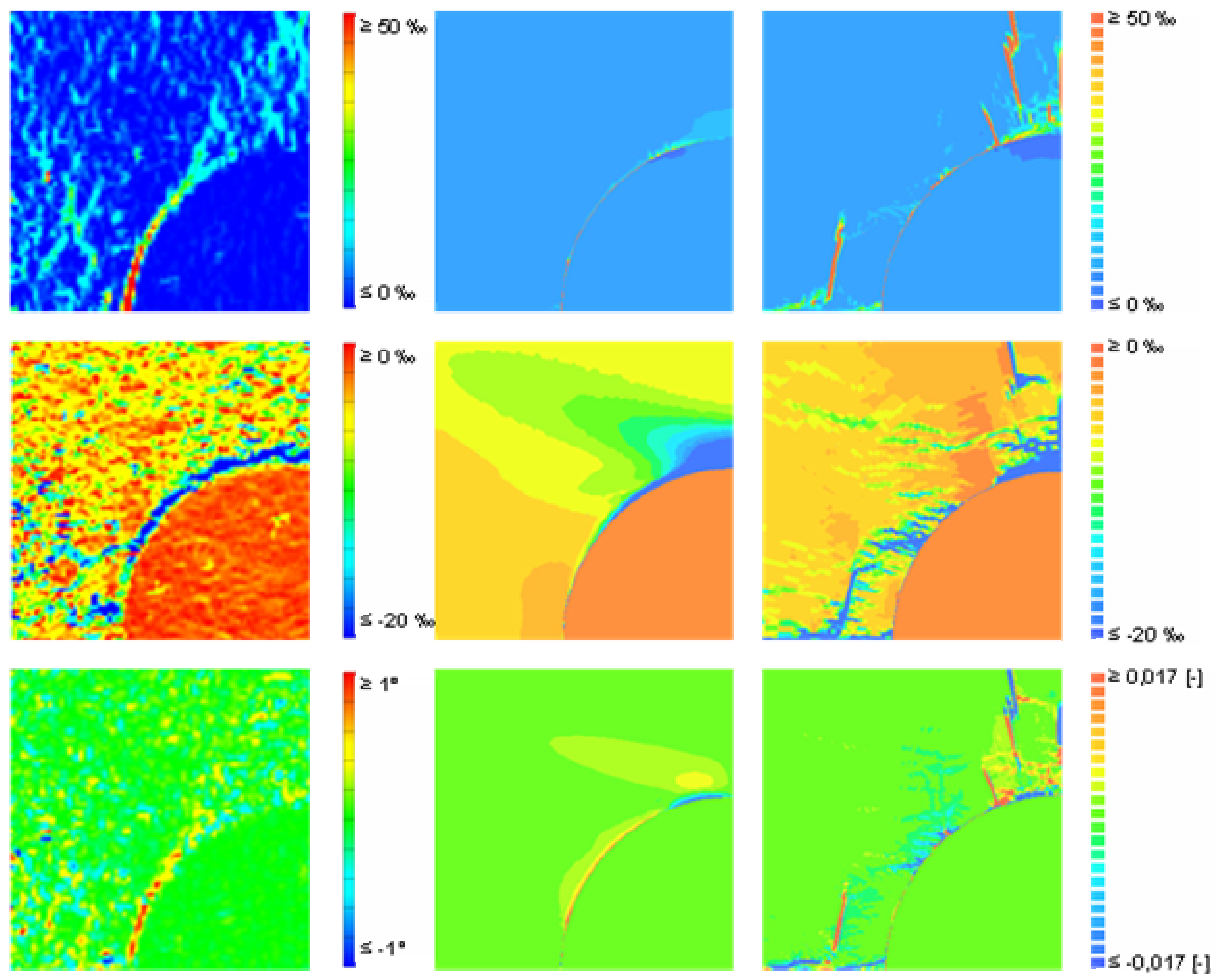


Abbildung 5.5: Hauptdehnungen (oben), Nebendehnungen (Mitte) und Gleitungen (unten) beim Modell M5NG bei einer Probendehnung von  $-6,2\text{‰}$ . Links: Experimentelle Ergebnisse, Mitte: numerische Ergebnisse bei homogener Matrix, rechts: numerische Ergebnisse bei einer Matrix mit statistisch verteilten Werkstoffeigenschaften.

In Abbildung 5.6 sind Verläufe der Verformungen in der Verbundzone für  $\gamma = 0-90^\circ$  einander gegenübergestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die experimentell ermittelten Werte um den Faktor 10 erhöht. Diese direkte quantitative Gegenüberstellung liefert ein gutes Er-

gebnis für diesen Lastfall. Die Verläufe der Hauptdehnungen weichen in charakteristischer Weise voneinander ab, wobei die Aufweitungen beiden experimentellen Ergebnissen im Bereich von  $\gamma = 45^\circ$  deutlich geringer ausfallen. Dies liegt offensichtlich in der Tatsache begründet, dass die in den numerischen Simulationen nicht berücksichtigte Kornrauigkeit hier einen wichtigen Einfluss hat. Dies bestätigen auch die experimentell nachgewiesenen Unterschiede der kritischen Rissweiten, die in den Bereichen von  $\gamma = 45^\circ$  höher ausfielen als bei einem Winkel  $\gamma = 0^\circ$ . Weiterhin kommt es bei den numerischen Ergebnissen zu einem verzögerten Aufweiten der Kontaktzone im Bereich von  $\gamma = 0^\circ$ . Dies deutet daraufhin, dass die spezifische Bruchenergie  $G_f$  und die Zugfestigkeit zu hoch gewählt wurden bzw. Vorschädigungen der Kontaktzone aufgrund von Schwindvorgängen numerisch nicht abgebildet wurden. Die spezifische Bruchenergie bzw. die Zugfestigkeit der Kontaktzone konnten jedoch aufgrund von Stabilitätsproblemen bei der Modellierung nicht reduziert werden, dies liegt insbesondere an der enormen Verzerrung der sehr kleinen Elemente in diesem Bereich.

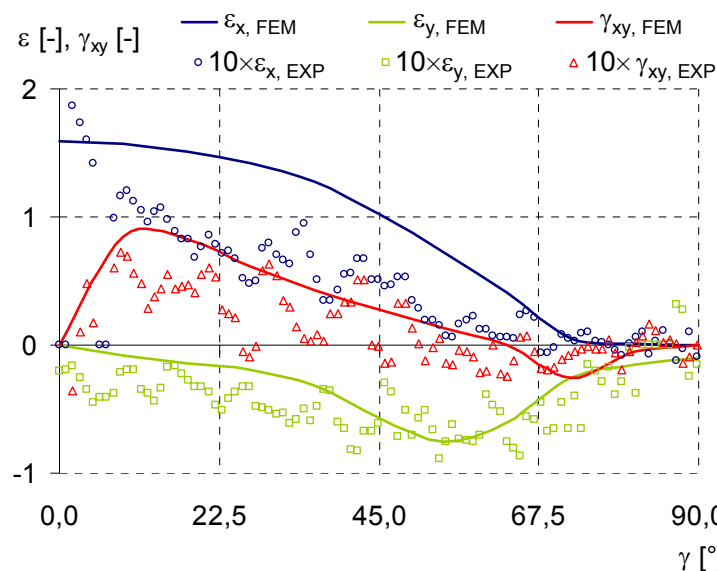


Abbildung 5.6: Experimentell (EXP) und numerisch (FEM) ermittelte Verläufe für  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  für  $r = 12,6$  mm (ITZ) und variierendem Winkel  $\gamma$  von  $0-90^\circ$  für Modell M5NG bei einer Probendehnung von  $-0,62$  ‰ (die experimentell ermittelten Werte sind mit dem Faktor 10 erhöht dargestellt).

Wie bereits dargelegt sind die Verformungen in der Matrix bei einer Berücksichtigung einer homogenen Verteilung der Matrixeigenschaften bei den numerischen Simulationen zu glatt. Daher wurden zusätzlich Simulationen unter Berücksichtigung einer Matrix mit statistisch verteilten Werkstoffeigenschaften durchgeführt. Die resultierenden Verformungsbilder wurden in Abbildung 5.5 rechts, den Simulationsergebnissen mit einer homogenen Matrix (Mitte) sowie den experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt. Zur Berücksichtigung der Inhomogenität der Matrix wurde die Matrixfestigkeit als normalverteilt angenommen mit einem Mittelwert von  $55$  N/mm<sup>2</sup> und einer Standardabweichung von  $1$  N/mm<sup>2</sup>. Dabei wurde ein linearer Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeit angenommen.

Um die statistische Verteilung im Modell zu berücksichtigen wurden fünf Materialgruppen mit Parametern entsprechend der Verteilungsfunktion gebildet. Diese fünf Materialgruppen wurden durch eine Zufallsvariable über die Elemente der Mörtelmatrix verteilt. Um den Einfluss der zufälligen Verteilung der Materialgruppen zu berücksichtigen, wurde jedes Modell mehrmals mit unterschiedlichen Verteilungsmustern gerechnet.

Hierbei ergibt sich ein eindeutig realistischeres Matrixverhalten mit deutlich erhöhten Lokalisierungen im Vergleich zu Ergebnissen bei homogen verteilten Matriceigenschaften. Es treten jedoch zusätzliche ausgeprägte linienförmige Lokalisierungsbereiche links vom Korn und oberhalb vom Korn ein, die beim Experiment nicht vorzufinden waren. Diese entstehen durch die ungünstige Konzentration relativ schwacher Matrixbereiche bei der statistischen Verteilung. Bei einer wiederholten Simulation mit einer anderen Zufallsverteilung traten diese Lokalisierungen an anderen Stellen in der Matrix auf. Hier gerät offensichtlich die zweidimensionale Simulation an ihre Grenzen, da die statistische Verteilung in Wirklichkeit über das Volumen der Probe verteilt ist und diese Lokalisierungen damit weniger Einfluss haben.

Die Rissbilder im Bereich der Höchstlast stimmen auch bei einer Berücksichtigung homogener verteilter Matriceigenschaften qualitativ sehr gut mit den experimentellen Ergebnissen überein. Diese sind exemplarisch anhand der Verteilung der Hauptdehnungen für Modell M6NG bei einer Probendehnung von -6,2 ‰ dargestellt

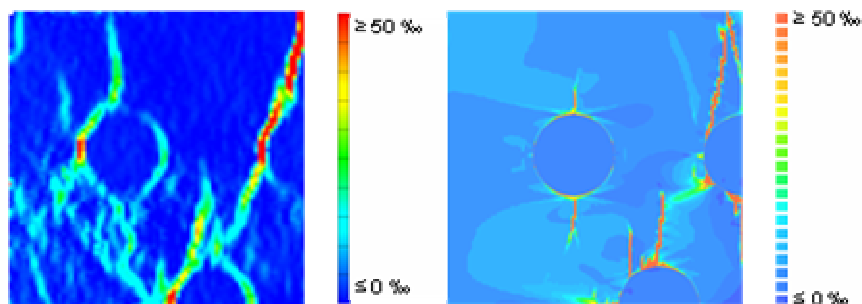


Abbildung 5.7: Experimentell ermittelte (links) und modellierte Verläufe der Hauptdehnungen bei Modell M6NG bei einer Probendehnung von -6,2 ‰.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass sich die verwendeten Werkstoffmodelle sowie bruchmechanischen Modelle zur Abbildung des mikromechanischen Verhaltens von Beton bei äußerer Krafteinwirkung gut eignen. Bei den durchgeführten Simulationen mit einer extremen Netzverfeinerung zur realistischen Abbildung der Kontaktzone mit einer Stärke von 50  $\mu\text{m}$  kommt es zu numerischen Stabilitätsproblemen, die sich aus den extremen Verzerrungen der Elemente ergeben. Dieses Problem wurde zunächst durch eine künstliche Versteifung des Systems gelöst. Hierzu wurden die spezifischen Bruchenergien der Komponenten erhöht. Dies hatte jedoch den Effekt, dass das wirkliche Werkstoffverhalten schlechter abgebildet werden konnte. Die Weiterentwicklung der Finiten Element Methode, hier soll nur das Beispiel der XFEM (Extended FEM) genannt werden, wird in Zukunft sicherlich zu einer deutlichen Reduktion dieser Stabilitätsprobleme führen und somit realistischere Modellierungsergebnisse ermöglichen.

Bei den durchgeführten Simulationen wurde die Berücksichtigung des Schwindverhaltens vernachlässigt. Der Vergleich mit experimentellen Ergebnissen zeigt jedoch, dass diese in der numerischen Modellierung unbedingt berücksichtigt werden müssen. Gleiches gilt für Kriechprozesse.

Weiterhin zeigte sich anhand experimenteller Untersuchungen, dass die kritische Rissweite in charakteristischer Weise von der Probenbreite abhängig ist. Hieraus lässt sich ableiten, dass eine Regularisierung der daraus resultierenden spezifischen Bruchenergie auf die Elementbreite nötig ist. Die Abhängigkeit der Zug- bzw. Druckfestigkeit von der Probenabmessung konnte im Rahmen dieser Untersuchungen nicht geklärt werden, jedoch ist insbesondere vor dem Hintergrund bekannter Maßstabeffekte eine Zunahme der Werte mit abnehmender Probengröße zu erwarten. Dadurch passen sich die lokalen Bruchenergien wieder etwas an die makroskopisch ermittelten an. Prinzipiell muss bei dieser mikromechanischen Betrachtungsweise berücksichtigt werden, dass die ursprünglich für das makroskopische Verhalten definierten Abmessungen eines repräsentativen Volumens hier ihre Gültigkeit verlieren.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Berücksichtigung irreversibler Verformungen. Bei den vorliegenden Simulationen wurden diese Effekte vernachlässigt. Anhand der Auswertung experimenteller Untersuchungen wird jedoch klar, dass die irreversiblen Verformungen bei der Simulation berücksichtigt werden sollten, dies gilt insbesondere für die Rissbildung.

Ein letzter wichtiger Aspekt ist die Kornrauigkeit, welche im Allgemeinen bei numerischen Simulationen von Beton auf der Mesoebene keine Berücksichtigung findet. Anhand des Vergleiches von experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigt sich jedoch, dass die Kornrauigkeit einen maßgeblichen Einfluss auf die mikromechanischen Prozesse im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix hat. Hierbei ergab sich eine Zunahme der kritischen Rissweite mit zunehmender Kornrauigkeit insbesondere in den Bereichen, in denen die Verbundzone tangential zu ihrer Ausrichtung beansprucht wurde. Bei einer reinen Zugbeanspruchung war dieser Effekt deutlich weniger ausgeprägt.



# Kapitel 6

## Ultraschalluntersuchungen an Realbeton

### 6.1 Allgemeines

Mit Hilfe der Ultraschalltransmissionsanalyse (UTA) können die im Inneren von realen Betonstrukturen stattfindenden mikromechanischen Prozesse detektiert werden. Das Prinzip dieser Untersuchungsmethode liegt darin, dass jede Änderung im Gefüge von Beton einen charakteristischen Einfluss auf das Ausbreitverhalten von Ultraschallwellen hat. Der Vorteil dieser Methode liegt eindeutig in der Detektierbarkeit von Vorgängen im Gefüge. Jedoch besteht die Schwierigkeit darin, dass es sich um eine indirekte Methode handelt, die eine integrale Antwort auf unterschiedliche Vorgänge im durchschallten Material unter mechanischer Belastung liefert. Zur eindeutigen Interpretation der Ergebnisse der Schallmessungen müssen also grundlegende physikalische Zusammenhänge zwischen Gefügeänderung und dem resultierenden Einfluss auf die Fortpflanzung einer Schallwelle bekannt sein. So kommt es beim Durchlaufen des Materials zu Wechselwirkungen einer Ultraschallwelle mit allen Inhomogenitäten im Ausbreitungsbereich, wobei diese in charakteristischer Weise verändert wird. Die Inhomogenitäten sind im hier interessierenden Fall die Gesteinskörner und deren Umgebung, sowie insbesondere der Bereich der Verbundzone und ihre aus optischen Untersuchungen bekannten einwirkungsbedingten Veränderungen wie die Rissbildung und Rissfortpflanzung. Einflussgrößen auf die Intensität dieser Wechselwirkungen sind insbesondere die Elastizitätsmodulverhältnisse zwischen den Inhomogenitäten sowie deren Abmessung und letztendlich der Wellentyp und die Frequenz der verwendeten Schallwelle.

Eine Herleitung dieser Zusammenhänge ermöglicht die numerische Modellierung der Ausbreitung von Ultraschallwellen im Material, bei der die Welle als lokales Verzerrungsfeld abgebildet wird, das durch Wellentyp, Wellenlänge und Form der Wellenfront definiert ist. Exemplarisch wurden hierzu Modellierungen des Ausbreitverhaltens von Longitudinalwellen in einem 2D Modellbeton mit einem Gesteinskörneinschluss in einer Mörtelmatrix mit und ohne Verbundrisse einer Stärke von 100  $\mu\text{m}$  bei Variation der Matrixeigenschaften und der Frequenz der Schallwelle mit Hilfe einer an der Universität Kiel entwickelten Software durchgeführt. Hierbei handelt es sich um ein Finite Differenzen Verfahren nach der Rotated Staggered Grid Methode [SAEN 00].

In Abbildung 6.1 ist das Ausbreitverhalten einer ebenen Schallwelle mit einer Frequenz von 500 kHz anhand des Geschwindigkeitsverteilungsfeldes

$$v_{xy} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad 6.1$$

in einem Einkornmodell ohne (links) und mit (rechts) einem Verbundriss dargestellt. Hierbei wurden zwei Elastizitätsmodulverhältnisse zwischen der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix berücksichtigt. Dabei zeigt sich, dass es mit zunehmendem Unterschied der Elastizitätsmoduln zu höheren Streuungen der Wellenfront am Korn kommt. Weiterhin führen zusätzliche Verbundrisse, hier im Falle eines Risswinkels  $\alpha = 90^\circ$  zu einer noch intensiveren Streuung der Welle.

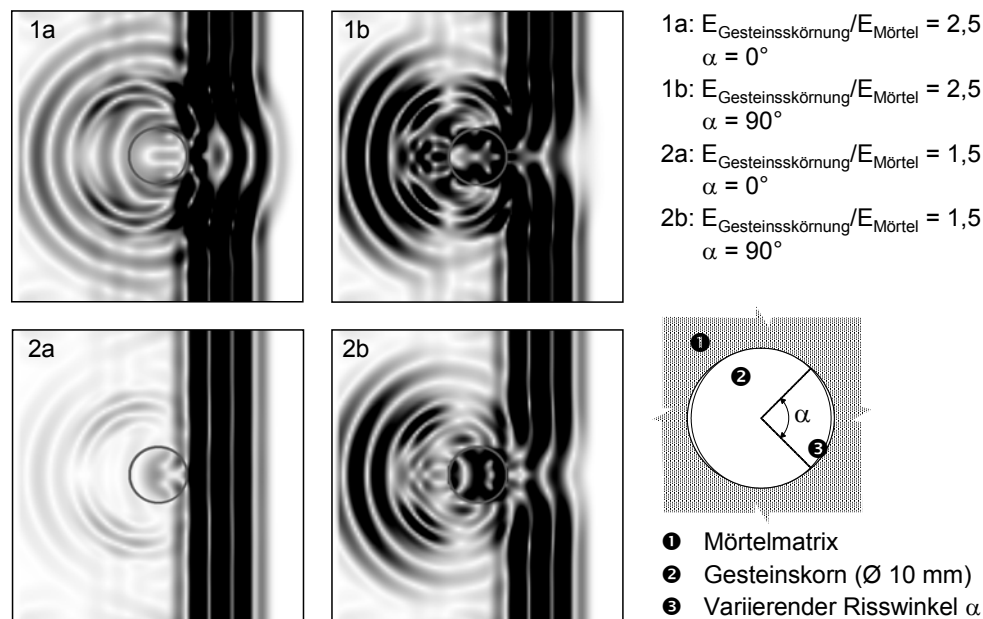


Abbildung 6.1: Ausbreitverhalten einer ebenen Schallwelle mit einer Frequenz von 500 kHz von links nach rechts in Abhängigkeit der Matrixeigenschaften bei einem Risswinkel  $\alpha = 90^\circ$  zwischen Gesteinskorn und Matrix.

Weitere Modellierungen ergaben eine charakteristische Zunahme der Schallstreuung mit zunehmendem Risswinkel [WILH 04], [WILH 05].

## 6.2 Experimentelle Untersuchungen

Zur Überprüfung, ob die bei den Modelbetonen detektierten mikromechanischen Prozesse auch in realen Betonen stattfinden, wurde das Verfahren der Ultraschalltransmissionsanalyse (UTA) in Anlehnung an Untersuchungen von [KLEM 02] an Betonprismen mit unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der Komponenten Gesteinskörnung und Matrix angewandt. Eine Übersicht zur Mischungszusammensetzung ist in Tabelle 6.1 gegeben. Die Proben wurden bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 28 Tagen nach DIN 1048 Teil 5/06.91 gelagert.

Tabelle 6.1. Mischungszusammensetzung und effektive Eigenschaften der Mörtelmatrix.

Bezeichnung	RNK	RNL	RHK
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	345 <sup>4)</sup>	345 <sup>5)</sup>	450 <sup>4)</sup>
w/z-Wert [-]	0,55	0,55	0,35
Sieblinie	AB8 0/4: Rheinsand 4/8: Rheinkies	AB8 0/4: Rheinsand 4/8: Liapor F3	AB8 0/4: Rheinsand 4/8: Rheinkies
Silikasuspension <sup>2)</sup> [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	80
Fließmittel <sup>3)</sup> [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	26
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	55	26	96

<sup>1)</sup> 0,125 – 0,2 mm

<sup>2)</sup> Wassergehalt: 50 Masse -%

<sup>3)</sup> Wassergehalt: 70 Masse -%

<sup>4)</sup> CEM I 32,5 R

<sup>5)</sup> CEM II 52,5 R

Die Betonproben wurden einaxialer spannungsgesteuerter Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung in Intervallen von 10 % der zu erwarteten Bruchlast unterworfen. Die Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit betrug 0,1 N/(mm<sup>2</sup>×s). Es kamen Betonprismen einer Abmessung von 100×100×300 mm zum Einsatz. Die Schlankheit h/b von 3 wurde gewählt, da so im mittleren Bereich der Probekörperhöhe von einem einaxialen Spannungszustand ausgegangen werden kann. In diesem Bereich erfolgten kontinuierliche Ultraschalltransmissionsmessungen in Intervallen von 10 Sekunden senkrecht zur Belastungsrichtung. Hierzu wurden ein Sender und ein Empfänger einander gegenüberliegend am zu durchschallenden Probekörper angekoppelt. Da die Amplitude sowohl zu prüfende Eigenschaften als auch unbekannte Ankopplungsbedingungen widerspiegelt, müssen diese während eines Belastungsversuchs konstant gehalten werden. Dies wurde sichergestellt durch eine Fixierung der Prüfköpfe in einer federgespannten Rahmenkonstruktion und Vaseline als Ankopplungsmittel. Ermittelt wurde die lastabhängige Schallschwächung

$$\kappa_i = 100 \left( 1 - \frac{A_i}{A_{max}} \right) \quad [\%] \quad 6.2$$

als relative Änderung der Amplitude der Signale im Vergleich zur maximalen Amplitude. Bei allen Untersuchungen kamen sinusförmige Signale mit einer Frequenz von 300-500 kHz und einer Signaldauer von 25 µs zum Einsatz.

### 6.3 Ergebnisse und Analogiebetrachtungen zum mikromechanischen Modell

Anhand der ermittelten Messergebnisse lassen sich sogenannte Schallschwächungsspannungskurven konstruieren. In Abbildung 6.2 ist die Schallschwächungsspannungskurve für den Beton RNK mit einer normalfesten Matrix und einer Gesteinskörnung aus Rheinkies dargestellt. Hierbei wurde die Spannung in Prozent der Bruchspannung als Funktion der ermittelten Schallschwächung  $\kappa$  aufgetragen. Die Darstellungsweise wurde gewählt in Anlehnung zur üblichen Darstellung von Spannungsdehnungslinien. Zu erkennen ist ein charakteristischer Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Spannung und der Schallschwächung. Hierbei kann prinzipiell unterschieden werden zwischen der Erstbelastungskurve und den zyklischen Ent- und Wiederbelastungskurven mit einem deutlich unterschiedlichen Verlauf. Bei der Erstbelastungskurve kam es schon bei geringen Spannungen von weniger als 10 % der Bruchspannung zu einer deutlichen Zunahme der Schallschwächung. Dies verdeutlicht die Genauigkeit dieser Meßmethode. Bis zu einer Spannung von ca. 60 % der Bruchspannung kam es zu einer nahezu linearen Zunahme der Schallschwächung mit zunehmender Spannung. Die Schallschwächung erreichte hier einen Wert von 10 %. Ab dieser Schwellenlast von 60 % änderte sich der Verlauf dieser Schallschwächungsspannungskurve dramatisch und es kam zu einer deutlich ausgeprägteren Zunahme der Schallschwächung bis zu einem Wert von 65 % beim Erreichen der Bruchspannung.

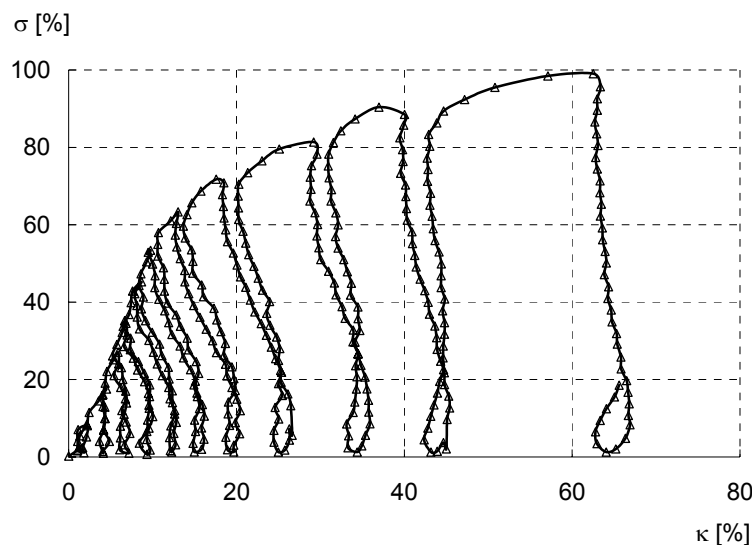


Abbildung 6.2: Schallschwächungsspannungskurve für Beton RNK bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung.

Die Ent- und Wiederbelastungskurven zeigten bei allen Zyklen einen qualitativ sehr ähnlichen Verlauf und gingen bei allen Zyklen beim Wiedererreichen der Vorlast in die Erstbelastungskurve über. Beim Entlasten nach einer relativ geringen Vorlast nahm die Schallschwächung erstaunlicher Weise bis zu einem gewissen Entlastungsniveau zunächst zu und blieb dann nahezu konstant bis zur vollständigen Entlastung. Diese relative Zunahme wurde mit steigender Vorlast geringer. Bei Vorlasten von 80 % der Bruchlast blieb die Schallschwä-

Vorlast geringer. Bei Vorlasten von 80 % der Bruchlast blieb die Schallschwächung, die sich bei dieser Vorlast einstellte, während des Entlastungsvorgangs nahezu konstant. Das Phänomen einer erhöhten Schallschwächung beim Entlasten konnte hier nicht mehr beobachtet werden. Beim Wiederbelasten kam es zunächst zu einer Abnahme der Schallschwächung, daraufhin folgten die Wiederbelastungspfade den Entlastungspfaden. In Abbildung 6.3, links sind die Schallschwächungsspannungskurven der unterschiedlichen Betone gegenübergestellt.

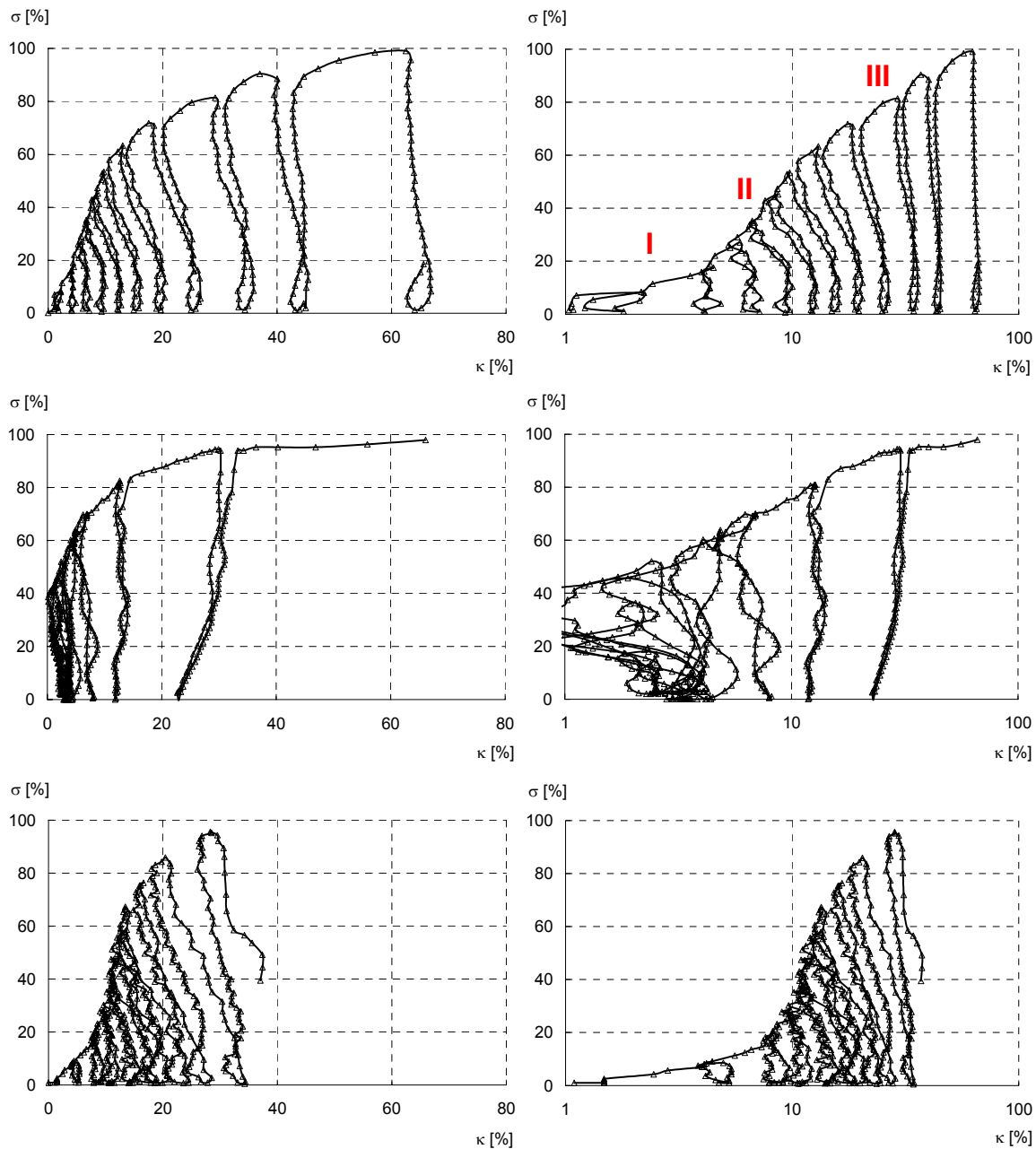


Abbildung 6.3: Schallschwächungsspannungskurven (links) für die Proben RNK (oben), RNL (Mitte) und RHK (unten) und Verlauf bei einer halb-logarithmischen Darstellung (rechts).

Der Verlauf bei der hochfesten Probe RHK stimmt qualitativ recht gut mit dem Verlauf bei der normalfesten Probe RNK überein. Es kam jedoch zu einer deutlich geringeren Schall-

schwächung. Dazu kam es hier an drei Stellen zu einer deutlichen Änderung der Steigung der Erstbelastungskurve. Zum einen trat in Analogie zur normalfesten Probe eine Änderung bei einer Spannung von ca. 70 % der Bruchlast ein. Dazu kam es im Bereich von ca. 20 % der Bruchspannungen ebenfalls zu einer Steigungsänderung. Beim Entlasten kam es hier weiterhin zu einer intensiveren Zunahme der Schallschwächung. Der Verlauf beim Beton RNL mit einer normalfesten Matrix und einer Gesteinskörnung mit sehr geringen Festigkeitseigenschaften (Liapor) unterschied sich deutlich. Hier kam es bei der Erstbelastungskurve zunächst zu einer Abnahme der Schallschwächung bis zu einer Belastung von 40 % der Bruchlast. Daraufhin fanden sich auch ähnliche Verläufe wie bei der hochfesten Probe. Bei dieser Probe konnte keine Zunahmen der Schallschwächung beim Entlasten festgestellt werden.

Theoretischen Überlegungen zufolge nimmt die Intensität einer Schallwelle und somit ihre Amplitude  $A$  beim Durchdringen eines Werkstoffes proportional zur durchschallten Schichtdicke  $dx$  und der einfallenden Intensität sowie einem werkstoffspezifischen Faktor  $\mu$  ab und führt zu einer entsprechenden Schallschwächung. Demnach gilt folgender Zusammenhang in Form einer Differentialgleichung

$$dA = -\mu A dx \quad 6.3$$

und deren Lösung in Form einer E-Funktion

$$\frac{A}{A_0} = e^{-\mu x} \quad 6.4$$

Für eine feste Werkstoffstärke  $x$  ist die Änderung der Amplitude dann nur noch abhängig von dem werkstoffspezifischen Faktor  $\mu$ . Dieser wurde für viele Werkstoffe anhand von Untersuchungen im ungeschädigten Zustand bestimmt und ist weiterhin abhängig von der Prüffrequenz. Unbekannt ist jedoch der Zusammenhang zwischen der Änderung dieses Faktors in Abhängigkeit der aufgetragenen Last. Zu einer besseren Abschätzung dieses Zusammenhangs wurden in Abbildung 6.3, rechts, die experimentell ermittelten Spannungsschallschwächungskurven in einer halblogarithmischen Darstellungsweise bei einer logarithmischen Skalierung der Schallschwächungsachse abgebildet. Hierbei ergeben sich insbesondere für die Betonen RNK und RHK drei ausgezeichnete Bereiche I-III mit deutlich unterschiedlichen Steigungen der Verläufe der Schallschwächung zwischen 0-20 %, 20-60 % und 60-100 % der Bruchspannung. Der Zusammenhang zwischen der Änderung des Faktors  $\mu$  und der aufgetragenen Last steht in direktem Bezug zu lastabhängigen Gefügeänderungen. Diese sind für die Modellbetone bekannt und lassen sich mathematisch in Form einer Wahrscheinlichkeitsfunktion des Auftretens von Dehnungen oberhalb einer definierten Dehnung  $\varepsilon_x$  in Abhängigkeit der aufgetragenen makroskopischen Verformung und zugehöriger Spannungen entsprechend Kapitel 4.3.3 beschreiben.

In Abbildung 6.4 links ist der Verlauf der Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Dehnungen größer einer Dehnung  $\varepsilon_x = 0,004$  in Abhängigkeit der aufgetragenen Last, wie sie sich anhand von optischen Untersuchungen an Modell M9NG ergaben. Bei diesem Modell wurden Gesteinskörner aus Granit variierenden Durchmessers in eine normalfeste Mörtelmatrix einge-

bettet. In Abbildung 6.4, rechts, ist der Verlauf bei einer halblogarithmischen Darstellung gegeben. Bei diesem Schwellenwert von  $\varepsilon_x = 0,004$  ergibt sich eine qualitativ sehr gute Übereinstimmung mit der Schallschwächungsspannungskurve des Betons RNK mit einer ähnlichen Zusammensetzung, wenn auch einem deutlich geringeren Größtkorn. Für beide Kurven ergeben sich exponentielle Funktionen, welche bei einer logarithmischen Darstellung in drei Bereiche unterschiedlicher Steigungen unterteilt werden können. Dies bekräftigt die Tatsache, dass das Verhalten der Modellbetone das mikromechanische Verhalten realer Betone sehr gut abbildet.

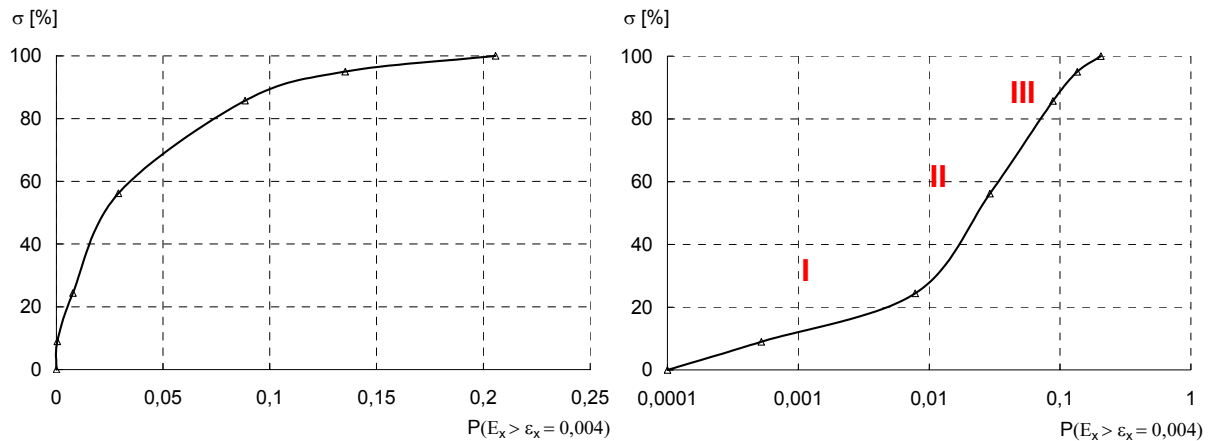


Abbildung 6.4: Charakteristischer Verlauf der Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Dehnungen größer einer Dehnung  $\varepsilon_x = 0,004$  in Abhängigkeit der aufgetragenen Last nach optischen Untersuchungen an Modell M9NG (links) und entsprechender halblogarithmischer Darstellung (rechts).

Somit kann anhand der in Kapitel 4.3.3 hergeleiteten Wahrscheinlichkeitsfunktionen des Auftretens von Dehnungen ab einem gewissen Schwellenwert der Zusammenhang zwischen der Veränderung des materialspezifischen Faktors  $\mu$  für die verwendete Prüffrequenz von 300-500 kHz und der aufgetragenen Last abgeschätzt werden in der Form

$$\mu(\alpha, \beta, \varepsilon_{x, \text{Riss}}) = k \left( \frac{\varepsilon_{x, \text{Riss}}}{\beta} \right)^\alpha$$

$$\alpha = 0,5 (M9NG)$$

$$\alpha = 1 (M1N)$$

$$\beta = 0,18 \varepsilon_{x, \text{global}}(\sigma) + 0,0002 (M9NG)$$

$$\beta = 0,90 \varepsilon_{x, \text{global}}(\sigma) + 0,0001 (M1N)$$
6.5

Die Werte  $\alpha$  und  $\beta$  wurden anhand der Modellbetone M9NG und M1N ermittelt. Sie sind repräsentativ für ein sehr duktilen Verhalten (Modell M9NG mit Gesteinskörner aus Granit variierenden Durchmessers, Sieblinie A32 in eine normalfeste Mörtelmatrix) und sehr sprödes Verhalten (Modell M1N aus reinem normalfestem Mörtel). Wie dargelegt ergaben sich hier bei einem Schwellenwert von  $\varepsilon_x = 0,004$  sehr gute Übereinstimmungen. Dieser Wert entspricht der kritischen Rissweite von ca. 5  $\mu\text{m}$ , bei der die Dehnungslokalisierungen in echte

Trennrisse übergehen. Der Faktor  $k$  beschreibt den quantitativen Zusammenhang zwischen Rissvolumen und Schallstreuung.

Bei den Schallschwächungskurven der Betone RNK und RHK mit Rheinkies als grobe Gesteinskörnung kam es zu drei deutlichen Änderungen der Steigung der Schallschwächung bei einer Spannung von ca. 20 % und 60 % der Bruchspannung. Anhand der Beobachtungen an Modellbetonen können diesen Bereichen entsprechende mikromechanische Prozesse zugeordnet werden. Hierbei fand bei den Modellbetonen mit Granit als Gesteinskörnung im Bereich von 20 % der Bruchspannung eine deutliche Ausbildung von Rissen zwischen der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix statt. Bei einer Spannung von ca. 60 % der Bruchspannung kam es zu einer deutlichen Rissbildung in der Matrix. Die verzögerte Zunahme der Schallschwächung bei der hochfesten Probe steht hier in Einklang mit einer auf höhere Laststufen verzögerten Rissbildung bei den hochfesten Modellbetonen. Weiterhin stellten sich die Verformungen größtenteils als inelastische Prozesse heraus. Dies erklärt den nahezu konstanten Verlauf der Schallschwächung in den Ent- und Wiederbelastungszyklen. Bereichsweise stellte sich jedoch eine höhere Schallschwächung beim Entlasten ein. Dies steht in Zusammenhang mit beobachteten Prozessen in den Gleitzonen entlang des Kornrandes, in denen es bereichsweise zu höheren Dehnungen beim Entlasten kam. Mikromechanisch kann dies damit erklärt werden, dass es bei Belastung zu ausgeprägten Aufweitungen in diesen Bereichen in Richtung der Gleitebenen kommt, senkrecht dazu wird der Bereich jedoch auch gestaucht. Beim Entlasten bleiben die Aufweitungen erhalten, während sich die Stauchungen elastisch rückverformen. Dies führt zu einer nachgewiesenen Volumenvergrößerung des Materials in diesen Bereichen. Ein einfacheres Erklärungsmodell ist die Vorstellung, dass es beim Belasten zu einer effektiven Vergrößerung der Dichte und zum Schließen von Schwindrissen kommt. Eine ausführliche Beschreibung dieses Effektes erfolgte in [WILH 04].

Beim Beton RNL mit einer groben Gesteinskörnung geringerer Festigkeitseigenschaften konnte dieser Effekt nicht beobachtet werden. Weiterhin fand hier eine Abnahme der Schallschwächung zu einer Belastung von 40 % der Bruchlast statt. Daraus lässt sich schließen, dass bei der verwendeten sehr porösen Gesteinskörnung nur mikromechanische Vorgänge in der Matrix detektiert werden können aufgrund der starken Schallstreuungen am Korn.

## 6.4 Das Phänomen des Lasterinnerungsvermögens von Beton

Anhand der dargelegten optischen Untersuchungen lässt sich zeigen, dass die in Beton stattfindenden Verformungskonzentrationen und Risse bei äußerer Lastbeanspruchung nahezu vollständig irreversible Prozesse darstellen. Diese eingepprägten Veränderungen können mittels Ultraschalluntersuchungen nachgewiesen werden. Anhand des Verlaufes der Schallschwächungsspannungskurven bei einaxialen Kurzzeit-Druckversuchen mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung ließ sich erkennen, dass die Schallschwächung bei Entlasten des Werkstoffes nahezu konstant bleibt. Beim Wiederbelasten des Betons kommt es genau beim Überschreiten der Vorlast zu einer Zunahme der Schallschwächung. Zur Klärung der Frage, über welchen Zeitraum diese Prozesse detektierbar sind, wurden Ultraschalluntersuchungen an Proben durchgeführt, bei denen ein Zeitintervall von bis zu 8 Wochen zwischen Erstbelastung



und Wiederbelastung lag. Hierbei zeigte sich, dass die Vorlast auch nach dieser Zeit mit einer sehr guten Genauigkeit noch nachgewiesen werden konnte. Der Effekt dieses Lasterinnerungsvermögens von Beton wurde auch von anderen Wissenschaftlern mittels Schallemissionsanalyse detektiert [DIED 83]. Jedoch ergab sich hier eine deutlich unzuverlässige Genauigkeit, nach einer gewissen Zeitspanne zwischen der Lastaufbringung von wenigen Wochen war dieser Effekt nicht mehr nachweisbar. Der Unterschied liegt darin, dass bei dieser Methode nur inelastische Prozesse in Form von Rissen detektiert werden können, während die Ultraschalltransmissionsanalyse auch die Ermittlung elastischer Prozesse ermöglicht.

Der Effekt des Lasterinnerungsvermögens kann genutzt werden, um im Werkstoff maximal aufgetretene Druckspannungen nachzuweisen. Die praktische Anwendbarkeit dieser Methode konnte anhand von Ultraschalluntersuchungen am Bauwerk im Rahmen einer Probebelastung sicher nachgewiesen werden [WILH 05a]. Hierbei handelte es sich um Untersuchungen an innenliegenden Bauteilen in einer trockenen Umgebung, sodass der Einfluss von Rissheilungsprozessen nicht untersucht werden konnte. Der Einfluss dieser Effekte sollte bei weiteren Untersuchungen berücksichtigt werden.

# Kapitel 7

## Folgerungen und Ausblick

Ziel dieser Arbeit war die Herleitung eines mikromechanischen Modells zur quantitativen Beschreibung von Bruchvorgängen im Werkstoff Beton bei äußerer Krafteinwirkung. Hierzu wurden zunächst optische Untersuchungen an Modellbetonen durchgeführt. Diese Modellbetone bildeten die Mesostruktur von Beton zweidimensional ab. Es wurden Gesteinszylinder unterschiedlicher mechanischer Eigenschaften und Durchmesser in eine Mörtelmatrix mit ebenfalls variierenden mechanischen Eigenschaften mit paralleler Anordnung der Längsachsen eingebettet und die Anordnung dieser Einschlüsse systematisch verändert. Unter Verwendung des Verfahrens der digitalen Bildkorrelation wurden die bei einer äußeren Krafteinwirkung stattfindenden Verschiebungen an der zugänglichen Probenoberfläche senkrecht zur Achse der Gesteinszylinder flächenhaft hochaufgelöst aufgezeichnet. Die äußere Krafteinwirkung erfolgte anhand verformungsgesteuerter einaxialer Kurzzeit-Druck- wie Zugversuche mit Ent- und Wiedererbelastungszyklen. Durch diese zyklische Lastaufbringung war es möglich, elastische von inelastischen Verformungen zu unterscheiden. Exemplarisch wurden auch Versuche unter einaxialer Druckschwellenbeanspruchung durchgeführt. Zur genaueren Studie von Bruchvorgängen erfolgten weiterhin optische Untersuchungen bei Keilspaltversuchen. Anhand dieser durchgeführten Untersuchungen und dem daraus abgeleiteten mikromechanischen Modell lassen sich nachstehende Folgerungen ableiten:

- Prinzipiell stellt sich bei einer Druckbeanspruchung ein deutlich komplexeres Verformungsverhalten als bei einer Zugbeanspruchung ein. Das Verformungsverhalten von Beton ist hierbei bei allen betrachteten Beanspruchungsarten deutlich geprägt durch charakteristische Dehnungskonzentrationen in Form von lokal erhöhten Stauchungen, Aufweitungen und Gleitungen. Diese Lokalisierungen stellen nahezu vollständige inelastische Prozesse dar, wie sich aus den Aufzeichnungen des Verhaltens bei zyklischer Ent- und Wiederbelastung ermitteln ließ. Konzentrieren sich die Dehnungen im Falle einer einaxialen Zugbeanspruchung größtenteils auf den Verbund zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix sowie der Matrix selbst, so kommt es bei einer Druckbeanspruchung zu einer charakteristischen Beteiligung aller Konstituenten in Abhängigkeit des Verhältnisses  $E_{\text{Gesteinskörnung}}/E_{\text{Matrix}}$ . Mit Abnahme dieses Verhältniswertes kommt es zu einer Zunahme der Beteiligung der Gesteinskörnung an der Gesamtverformung.

- Die aufgetretenen Dehnungslokalisierungen konzentrieren sich zunächst unabhängig von den mechanischen Eigenschaften der jeweiligen Konstituenten und bei allen betrachteten Arten der äußeren Krafteinwirkung auf den Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Mörtelmatrix. Der Beginn dieser Lokalisierungen bei zunehmender Probekörperverformung bzw. Krafteinwirkung ist abhängig von dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln der jeweiligen Konstituenten sowie der Verbundeigenschaft zwischen diesen. Die Verbundeigenschaft wird bestimmt durch die Ausbildung der Kontaktzone und die Kornrauigkeit. Mit Abnahme des Verhältniswertes  $E_{\text{Gesteinskörnung}}/E_{\text{Matrix}}$  verzögert sich dieser Lokalisierungseffekt auf höhere Laststufen. Hierbei ist auch der Einfluss der Ausbildung der Kontaktzone zu erkennen. Diese ist bei der Verwendung einer hochfesten Matrix deutlich fester, sodass es trotz des relativ geringen Unterschiedes des Verhältniswertes  $E_{\text{Gesteinskörnung}}/E_{\text{Matrix}}$  zu einer deutlich verzögerten Ausbildung dieser Lokalisierungen kommt. Ein weiterer Einfluss ist das Verhältnis des Gesteinskorndurchmessers zur umgebenden Matrixschicht bzw. der Abstand zur benachbarten Gesteinskörnung. Je geringer das Verhältnis der Abmessung der Matrixschicht zum Gesteinskorndurchmesser, umso höher fallen die auftretenden Lokalisierungen aus bzw. umso früher treten diese ein. Nicht zu vernachlässigen sind auch die Einflüsse von Schwindverformungen. Diese sind insbesondere bei der Verwendung einer hochfesten Matrix sehr ausgeprägt. Die Dehnungslokalisierungen im Verbundbereich haben jeweils einen charakteristischen Verlauf entlang des Gesteinskorns mit ausgeprägten Maxima und Minima an ausgezeichneten Stellen mit deutlichen Unterschieden in Abhängigkeit der Art der äußeren Krafteinwirkung. So folgt die Dehnung  $\varepsilon_x$  entlang dem Gesteinskorn dem Verlauf einer Kosinusfunktion. Der Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$  ist insbesondere bei einer Druckbeanspruchung deutlich komplexer. Besonders auffällig ist hier die Änderung der Verteilung der Gleitungen  $\gamma_{xy}$  bei einem granitförmigen Einschluss in einer normalfesten Matrix mit zunehmender Belastung. Diese ergeben sich aus einer Spannungsumlagerung unter zunehmender Belastung. Prinzipiell kommt es schon bei Belastungen von 10 % der Bruchspannung zu Dehnungslokalisierungen.
- Bei einer einaxialen Druckschwellenbelastung spielt das Verbundverhalten eine maßgebliche Rolle bei der Degradation von Beton. Hier kam es ausschließlich zu zunehmenden Dehnungslokalisierungen im Verbundbereich mit zunehmendem Lastzyklus.
- Ab einer bestimmten Belastungsschwelle von ca. 70 % der Bruchspannung kommt es zu Lokalisierungen in der Matrix und der Gesteinskörnung in Form von Aufweitungen und Gleitungen. Die Dehnungslokalisierungen in der Matrix sind auf zwei Prozesse zurückzuführen. Zum einen entstehen diese aufgrund der Fortpflanzung von Dehnungslokalisierungen im Verbundbereich insbesondere aufgrund des Entlanggleitens der Matrix am Korn. Die Intensität dieses Effekts ist somit direkt abhängig vom Verbundverhalten in Abhängigkeit der Ausbildung des Verbundes und des Verhältniswertes  $E_{\text{Gesteinskörnung}}/E_{\text{Matrix}}$ . Zum anderen kommt es zur Lokalisierungen von Aufweitungen in Bereichen erhöhter Druckbeanspruchungen. Im Falle einer deutlich geringeren

Matrixfestigkeit als Kornfestigkeit kommt es zu Lokalisierungen oberhalb und unterhalb des Korns. Die Kombination aus beiden Lokalisierungsformen führt dann zu Schubkegeln und einer zur Lastachse geneigten erkennbaren Rissbildung im Gefüge. Bei umgekehrten Festigkeitsverhältnissen finden diese Lokalisierungen in der Matrix nicht statt, sodass es zur Ausbildung von Rissen in Richtung der Lastachse kommt. Bei einer höheren Matrixfestigkeit als Kornfestigkeit kommt es weiterhin zu Lokalisierungen im Gesteinskorn in Form von Spaltrissen in Richtung der Lastachse aufgrund der aufgetragenen Druckspannung. Diese unterschiedlichen mikromechanischen Prozesse sind verantwortlich für die Duktilität des jeweiligen Betons. Im Falle einer geringeren Matrix- als Kornfestigkeit kommt es zu einem sukzessiven Abgleiten der Matrix entlang des Korns, dies führt zu einem duktileren Verhalten bis zum Erreichen der Bruchspannung. Die Kornverzahnung führt in diesem Fall zu einer reduzierten Sprödigkeit.

- Außerhalb der Lokalisierungszonen ergeben sich auch flächenhafte Verformungen mit relativ homogenen und im Vergleich zu den Lokalisierungsbereichen deutlich niedrigeren Dehnungen. Diese Verformungen sind größtenteils rein elastisch.
- Der Übergang von Dehnungslokalisierungen zur Mikrorissbildung sowie die Mikrorissfortschreitung konnte insbesondere anhand einaxialer Zugversuche und beim Keilspalt-Versuch detailliert abgebildet werden. Dabei wurden Relativverschiebungen zweier Punkte in unmittelbarer Umgebung einer Lokalisierungsstelle ermittelt. Hiernach kommt es im Falle eines Risses einer normalfesten Matrix zunächst zu einer merklichen Dehnungskonzentration mit einer Relativverschiebung von ca. 1  $\mu\text{m}$ , ab dieser Dehnung findet in den Regionen außerhalb dieser Zone eine Entlastung statt. Beim Erreichen eines Schwellenwertes von ca. 5  $\mu\text{m}$  kommt es zur Ausbildung eines lokalen Mikrorisses mit einer vollständigen Entlastung des umgebenden Bereiches. Diese kritische Rissweite von 5  $\mu\text{m}$  stellte sich ebenfalls bei Verbundbrüchen ein. Bei Verwendung einer hochfesten Matrix ist dieser Wert leicht erhöht. Bei einaxialen Druckversuchen konnte diese kritische Rissweite ebenfalls nachgewiesen werden. Im Falle eines Verbundrisses ist diese kritische Rissweite in den Bereichen von  $\pm 45^\circ$  etwas erhöht aufgrund einer Mikrokornverzahnung. In der Matrix stellt sich im einaxialen Druckfeld weiterhin beim Erreichen einer Relativverschiebung von ca. 50  $\mu\text{m}$  ein Übergang von einer stabilen zur instabilen Rissbildung ein.

Unberücksichtigt blieb bei diesen Untersuchungen der Einfluss der Kornform. Wurden hierbei ausschließlich runde Einschlüsse betrachtet, so sind diese in der Realität eher elliptisch. Numerische Studien von Hörsch [HÖRS 02] an Betonen mit runden und elliptischen Körnern zeigen jedoch, dass der Einfluss der Kornform bis zum Erreichen der Höchstlast vernachlässigt werden kann. Hierbei gleichen sich offensichtlich die im Vergleich zu einer runden Gesteinskörnung abweichenden Dehnungsverteilungen bei den elliptischen Körnern mit einer statistisch verteilten Orientierung aus. Das Entfestigungsverhalten wird dagegen deutlich geprägt von der Kornform, welche in direktem Zusammenhang mit der Kornverzahnung steht. Dies sollte in weiteren Untersuchungen berücksichtigt werden. Alle Untersuchungen reduzie-

ren sich auf die Beobachtung der Probenoberfläche. Hierbei ist zu beachten, dass die Dehnungen an der Probenaußenseite immer höher sind als im Querschnitt. Am Institut durchgeführte Untersuchungen bestätigen dies. Ein wichtiger Punkt bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist die Frage, inwiefern sich diese Beobachtungen auf dreidimensionale Zustände übertragen lassen. Exemplarisch wurde dies anhand des Vergleiches von Ultraschalluntersuchungen an Realbetonen durchgeführt. Eine Überführung auf dreidimensionale Zustände ist jedoch auch mittels numerischer Untersuchungen möglich. Dies gelingt jedoch nur, wenn das Werkstoffverhalten realistisch wiedergegeben werden kann. Hierzu wurden in Anlehnung an die durchgeführten Untersuchungen Finite Element Modellierungen mit der Software DIANA durchgeführt. Hier lassen sich entsprechende Folgerungen ableiten:

- Mit den verwendeten Werkstoffgesetzen sowie bruchmechanischen Modellen konnte prinzipiell bei einer entsprechenden Parameteranpassung das mikromechanische Verhalten von Beton gut abgebildet werden.
- Bei der Simulation mikromechanischer Prozesse von Beton mit einer sehr hohen Netzverfeinerung zur realistischen Abbildung des Verhaltens der Kontaktzone mit einer Stärke von 50  $\mu\text{m}$  kommt es zu numerischen Stabilitätsproblemen, die sich aus den extremen Verzerrungen dieser sehr feinen Elemente ergeben. Trotzdem ist eine solche genaue Modellierung zu empfehlen, da insbesondere Gleitungen in diesem Bereich nur so realistisch abgebildet werden können. Die stattfindende Entwicklung der FEM lässt hier erwarten, dass neuere Methoden entsprechende Lösungen bieten.
- Die Berücksichtigung der statistischen Verteilung der Matrixeigenschaften führt prinzipiell zu realistischeren Simulationsergebnissen. Im vorliegenden Fall müssten die Modellbetone jedoch dreidimensional abgebildet werden, um den realen Einfluss der statistischen Verteilung im Querschnitt wiedergeben zu können.
- Bei den durchgeführten Simulationen wurde die Berücksichtigung des Schwindverhaltens vernachlässigt. Der Vergleich mit experimentellen Ergebnissen zeigt jedoch, dass diese in der numerischen Modellierung unbedingt berücksichtigt werden müssen. Gleiches gilt für Kriechprozesse.
- Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die kritische Rissweite in charakteristischer Weise von der Probenbreite abhängig ist. Hieraus lässt sich ableiten, dass eine Regularisierung der daraus resultierenden spezifischen Bruchenergie auf die Elementbreite empfehlenswert ist. Prinzipiell muss bei dieser mesoskopischen Betrachtungsweise berücksichtigt werden, dass die ursprünglich für das makroskopische Verhalten definierten Abmessungen eines repräsentativen Volumens hier ihre Gültigkeit verlieren.
- Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Berücksichtigung irreversibler Verformungen. Im vorliegenden Modell wurden diese Effekte vernachlässigt. Anhand der Auswertung der experimentellen Untersuchungen wird jedoch klar, dass die irreversiblen Verformungen in den Modellen berücksichtigt werden sollten, dies gilt insbesondere für die Rissbildung.

- Ein letzter wichtiger Aspekt ist die Kornrauhigkeit, welche im Allgemeinen bei numerischen Modellierungen von Beton auf der Mesoebene keine Berücksichtigung findet. Anhand des Vergleiches von experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigt sich jedoch, dass die Kornrauhigkeit einen maßgeblichen Einfluss auf die mikromechanischen Prozesse im Verbundbereich zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix hat.
- Für weitere Simulationen bietet sich insbesondere zur Erhöhung der Stabilität der numerischen Simulationen sowie zur Verringerung des Rechenaufwandes die Verwendung von Interface-Elementen an. Die experimentellen Untersuchungen liefern wichtige Informationen zu hierzu nötigen Parametern.

Anhand von Ultraschalluntersuchungen erfolgte in einem letzten Schritt der experimentelle Nachweis der Überführbarkeit des mikromechanischen Modells auf Realbeton. Exemplarisch wurde dies anhand der Ermittlung von Schallschwächungsspannungskurven bei kraftgesteuerter einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung durchgeführt. Diese Untersuchungen lassen folgende Rückschlüsse zu:

- In Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften der Gesteinskörnung und der Matrix ergeben sich charakteristische Unterschiede in den Schallschwächungsspannungskurven. Die Intensität der auftretenden Schallschwächungen spiegelt die Intensität der auftretenden Dehnungslokalisierungen bzw. Risse bei den entsprechenden Modellbetonen wieder.
- In den Ent- und Wiederbelastungskurven bleibt die Schallschwächung nahezu konstant. Dies steht in direktem Zusammenhang mit den optisch gemessenen irreversiblen Verformungen. Diese nehmen erst beim Überschreiten einer zuvor erreichten maximalen Beanspruchung zu, gleiches Verhalten zeigt der Verlauf der Schallschwächung. Ein besonderer Effekt ist die leichte Zunahme der Schallschwächung beim Entlasten der Betone mit einem hochfesten Korn. Dies lässt sich anhand optischer Untersuchungen erklären, bei denen es bereichsweise zu Dehnungserhöhungen beim Entlasten kommt.
- Die statistische Analyse der Zunahme des Rissvolumens bei zunehmender äußerer Krafteinwirkung, wie sie bei den experimentellen optischen Untersuchungen an Modellbetonen ermittelt werden konnte, ergibt eine qualitativ sehr gute Übereinstimmung mit der lastabhängigen Zunahme der Schallschwächung. Demnach kann die Schallschwächungsspannungskurve in Form einer Funktion der auftretenden Risse beschrieben werden.
- Die Schallschwächungskurven zeigen drei ausgezeichnete Bereiche unterschiedlicher Steigungen. Diese stehen in Zusammenhang mit den Veränderungen mikromechanischer Prozesse in den Modellbetonen. Hierbei kommt es bis zu einer Spannung von 20 % der Bruchspannung zu einer deutlichen Zunahme von Matrixrissen. Ab einer Spannung von ca. 70 % stellen sich weiterhin Matrixrisse ein.

- Da sich die irreversiblen Verformungen im Gefüge von Beton in charakteristischer Weise im Schallschwächungsverhalten niederschlagen, kann dieser Effekt eines Lasterinnerungsvermögens zum Nachweis maximal aufgetretener Druckbeanspruchungen im Betonquerschnitt bestehender Bauteile genutzt werden. Die praktische Anwendbarkeit dieser Methode konnte bereits sicher nachgewiesen werden. Dieses Potential sollte im Zuge zukünftiger Untersuchungen weiterverfolgt werden.

# Literatur

- [ALEX 96] ALEXANDER, M.G.: The effects of ageing on the interfacial zone in concrete. RILEM Report 11. J.C. Maso (ed.), E & FN SPON, 1996, pp. 150-174.
- [BAŽA 83] BAŽANT, Z.P. and OH, B.H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. Journal of Material Structures. V. 16 (1983), pp.155-177.
- [BAŽA 99] BAŽANT, Z.P.: Size effect on structural strength: A review. Archive of Applied Mechanics, V. 69 (1999), pp. 703-725.
- [BEAU 04] BEAUDOIN, J.J. and TAMTSIA, B.T.: Creep of Hardened Cement Paste - The Role of Interfacial Phenomena. Interface Science. V. 12 (2004), pp. 353-360.
- [BENT 96] BENTUR, A. and ODLER, I.: Development and nature of interfacial microstructure. RILEM Report 11. J.C. Maso (ed.), E & FN SPON, 1996, pp. 18-44.
- [BOLA 05] BOLANDER, J.E. and YIP, M.: Fracture in Multiphase Particulate Materials: Lattice Modeling Issue. Proceedings of ICF-11, Turin (2005), Topic 34.
- [BORS 97] DE BORST, R.: Some recent developments in computational modelling of concrete fracture. International Journal of Fracture. V.86 (1997), pp. 5-36.
- [CEB 90] CEB-FIP Model Code 1990: Bulletin d'Information Comité Euro-international du Béton (1990).
- [CHOI 98] CHOI, S. and SHAH, S.P.: Fracture Mechanism in Cement-Based Materials Subjected to Compression. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No. 1 (1998), S. 94-102.
- [CALI 04] CALISKAN, S. and KARIHALOO, B.: Effect of Surface Roughness, Type and Size of Model Aggregates on the Bond Strength of Aggregate/Mortar Interface. Interface Science 12 (2004), pp. 361-374.



- [CORN 86] CORNELISSEN, D.A.; HORDIJK, D.A. and REINHARDT, H.W.: Experimental determination of crack softening characteristics of normal and lightweight concrete. *Heron*. V. 31 (1986), pp. 45-56.
- [DE LA 99] DE LARRAD, F.: *Concrete Mixture Proportioning*. E & FN SPON, 1999.
- [DIAN 05] DIANA - Finite Element Analysis User's Manual release 9, Edited by: Frits C. de Witte and Gerd-Jan Schreppers. TNO DIANA BV, Delft, The Netherlands (2005).
- [DIED 83] DIEDERICHS, U.; SCHNEIDER, U. and TERRIEN, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission. *Developments in Civil Engineering*, 7. F.H Wittmann (ed.), Elsevier, 1983, pp. 157-205.
- [DIN1 01] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Ausgabe 2001-07, 2001.
- [EIBL 76] EIBL, J. und IVANYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 260. Berlin, 1976.
- [FING 03] Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar (2003).
- [GROS 01] GROSS, D. und SEELIG, T.: *Bruchmechanik mit einer Einführung in die Mikromechanik*. 3. Auflage, Springer-Verlag, 2001.
- [GRÜB 74] GRÜBL, P.: Der Einfluss des Zuschlags und der Betonfestigkeit auf die Spannungs-Dehnungs-Linie von konstruktivem Leichtbeton. *Cement and Concrete Research*. V. 4 (1974), pp. 657-667.
- [GRÜB 77] GRÜBL, P.: ein Modell zur quantitativen Beschreibung der Bruchvorgänge in gefügedichtem Leichtbeton bei kurzzeitiger Druckbeanspruchung. *Dissertation*. Technische Universität München, 1977.
- [GRÜB 79] GRÜBL, P.: Druckfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. *Beton* 29, No.3 (1979), pp.91-95.
- [GRÜB 01] GRÜBL, P.; WEIGLER, H. und KARL, S.: *Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Kupfer, H. (ed.), Ernst & Sohn, 2001.
- [HAIN 05] HAIN, M. und WRIGGERS, P.: Mikrostruktursimulation von Zementstein. *Bauingenieur*. Band 80 (2005), S. 313-320.
- [HILL 76] HILLERBORG, A.; MODÉER, M. and PETERSSON, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. *Cement and Concrete Research*. V. 6 (1976), pp. 773-782.

- [HILL 77] HILEMEIER, B. and HILSDORF, H.K.: Fracture Mechanics Studies on Concrete Comounds. Cement and Concrete Composites. V.7 (1977), pp. 523-536.
- [HÖRS 02] HÖRSCH, T.: Dreidimensionale numerische Simulation des mechanischen Verhaltens von Beton auf der Ebene des Mesogefüges. Dissertation, ETH Zürich. F.H. Wittmann (ed.), Aedifikiato Verlag, 2002.
- [HORD 91] HORDIJK, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. Ph.D. Thesis. Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.
- [HSU 63] HSU, T.T.C. and SLATE, F.O.: Tensile bond strength between aggregate and cement paste or mortar. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 60, No. 4 (1963), pp. 465-486.
- [HU 04] JING HU, J. and STROEVEN, P.: Properties of the Interfacial Transition Zone in Model Concrete. Interface Science 12 (2004), pp. 389-397.
- [IRWI 58] IRWIN, G.R.: Fracture. Handbuch der Physik. S. Flüge (ed.), Springer Verlag, 1958, pp. 551-590.
- [KAIS 50] KAISER, J.: Untersuchungen über das Auftreten von Geräuschen beim Zugversuch. Dissertation, TH München, 1950.
- [KLEM 02] KLEMT, K: The bearing and deformation performance of concrete subjected to compressive loading. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau. Forschrift-Berichte VDI, Reihe 4, Nr. 176, 2002.
- [LAND 99] LANDIS, E.N.; NAGY, E.N.; KEANE, D.T. and NAGY, G.: Technique to Measure 3D Work-of-Fracture of Concrete in Compression. Journal of Engineering Mechanics. V. 125, No. 6 (1999), pp. 599-605.
- [LAND 05] LANDIS, E.N.: Toward a Physical Damage Variable for a Heterogeneous Quasi-Brittle Material. Proceedings of ICF-11, Turin (2005), Topic 40.
- [LAWL 03] LAWLER, J.S.; WILHELM, T.; ZAMPINI, D. and SHAH, S.P.: Fracture processes of hybrid fiber-reinforced mortar. Materials and Structures. V. 36 (2003), pp. 197-208.
- [LILL 05] LILLIU, G. and VAN MIER, J.G.M.: Influence of the Material Meso-Structure on 2D and 3D Lattice Response. Proceedings of ICF-11, Turin (2005), Topic 34.
- [LINS 86] LINSBAUER, H.N. and TSCHEGG, E.K.: Fracture Energy Determination of Concrete with cube-shaped specimens. Zement und Beton. V. 31 (1986), pp. 38-40.

- [LUSC 72] LUSCHE, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Schriftenreihe der Zementindustrie. Heft 39 (1972).
- [MARK 95] MARKESET, G. and HILLERBORG, A.: Softening of concrete in compression-localization and size effects. Cement and Concrete Research. V. 35, No. 4 (1995), pp. 702-708.
- [MIND 96] MINDESS, S.: Tests to determine the mechanical properties of the interfacial zone. RILEM Report 11. J.C. Maso (ed.), E & FN SPON, 1996, pp. 47-63.
- [MITS 94] MITSUI, K.; LI, Z.; LANGE, D. and SHAH, S.P.: Relationship between Microstructure and Mechanical Properties of the Paste-Aggregate Interface. ACI Materials Journal. V. 91 (1994), pp. 30-39.
- [NAGA 04] NAGAI, K.; SATO, Y. and UEDA, T.: Three-Dimensional Mesoscopic Analysis of Mortar and Concrete Model by Rigid Body Spring Model. Proceedings of FramCos-5, Vail (Colorado), Vol. 1 (2004), pp. 353-360.
- [NEMA 98] NEMATI, K.M.; MONTEIRO, P.J.M. and SCRIVENER, K.L.: Analysis of Compressive Stress-induced Cracks in Concrete. ACI Materials Journal. V. 95 (1998), pp. 617-631.
- [NEMA 99] NEMAT-NASSER, S.; HORI, M.: micromechanics: overall properties of heterogeneous materials. Second revised edition. North-Holland, 1999.
- [NOGU 01] NOGUEIRA, C.L. und WILLAM, K.J.: Ultrasonic testing of damage in concrete under uniaxial compression. ACI Materials Journal. V. 98, No. 3 (2001), pp. 265-275.
- [PAUL 04] PAULON, V.A.; DAL MOLIN, D., MONTEIRO, P.J.M.: Statistical Analysis of the Effect of Mineral Admixtures on the Strength of the Interfacial Transition Zone. Interface Science 12 (2004), pp. 399-410.
- [REIN 05] REINHARDT, H.W.; FINCK, F.; GROSSE, C.U. and KURZ, J.: Brazilian Test on Concrete Evaluated by Acoustic Emission. Proceedings of ICF-11, Turin (2005), Topic 31.
- [RILE 85] RILEM Recommendation: Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bending tests on notches beam. Matériaux et Constructions 18 (1985), pp. 285-290.
- [SAEN 00] SAENGER, E.H.; GOLD, N. and SHAPIRO, S.A.: Modelling the propagation of elastic waves using a modified finite-difference grid. Wave Motion, Vol. 31, No. 1 (2000), pp. 77-92.
- [SCHN 00] SCHNETZER, H.: Stochastische Baustoffmodelle für Beton. Dissertation. ETH Zürich, 2000.

- [SCRI 96] SCRIVENER, K.L. and PRATT, P.L.: Characterisation of interfacial microstructure. RILEM Report 11. J.C. Maso (ed.), E & FN SPON, 1996, pp. 3-17.
- [SCRI 04] SCRIVENER, K.L.; CRUMBIE, A.K. and LAUGESSEN, P.: The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete. *Interface Science* 12 (2004), pp. 411-421.
- [SMOL 00] SMOLARKIEWICZ, P.P.; NOGUEIRA, C.L. and WILLAM, K.J.: Ultrasonic evaluation of damage in heterogeneous concrete materials. *Proceedings of ECCOMAS 2000, Barcelona* (2000).
- [TRTI 05] TRTIK, P.; VAN MIER, J.G.M. and STAMPANONI, M.: Three Dimensional Crack Detection in Hardened Cement Pastes Using Synchrotron-Based Computer Microtomography (SR $\mu$ CT). *Proceedings of ICF-11, Turin* (2005), Topic 34.
- [TRUN 00] TRUNK, B.G.: Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton. Dissertation. ETH Zürich. F.H. Wittmann (ed.), Aedificatio Verlag, 2000.
- [VAN M 91] VAN MIER, J.G.M.: Crack Face Bridging in Normal, High Strength and Lytag Concrete. *Proceedings of the International RILEM Conference Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, Vol. 1, Noordwijk, Netherlands* (1991), pp.27-40.
- [VAN M 97] VAN MIER, J.G.M.: Fracture Processes of Concrete. Assessment of Material Parameters for Fracture Models. CRC Press, 1997.
- [VAN M 04] VAN MIER, J.G.M.: Reality Behind Fictitious Cracks? *Proceedings of FraMCoS-5, Vail (Colorado), Vol. 1* (2004), pp. 11-30.
- [VERV 97] VERVUURT, A.: Interface Fracture in Concrete. Ph.D-Thesis. Delft University of Technology, 1997.
- [VONK 92] VONK, R.A.: Softening of Concrete Loaded in Compression. Ph.D-Thesis. Eindhoven University of Technology, 1992.
- [WALR 80] WALRAVEN, J.C.: Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis. PhD thesis. Delft University of Technology, 1980.
- [WEIB 39] WEIBULL, W.: A Statistical Theory of the Strength of Materials. The Royal Swedish Institute for Engineering Research, No. 151, Stockholm, (1939), pp. 5-45.
- [WILH 04] WILHELM, T.; KROGGEL, O. and GRÜBL, P.: Non-Destructive Evaluation of Interface Fracture Between Matrix and Aggregate. *Proceedings of FraMCoS-5, Vail (Colorado), Vol. 1* (2004), pp. 477-482.

- [WILH 05a] WILHELM, T.: Betongedächtnis-Ermittlung historischer Maximalspannungen im Betonquerschnitt. Forschungskolloquium des DAfStb, Wien (2005), S. 231-234.
- [WILH 05b] WILHELM, T.; KROGGEL, O. und GRÜBL, P.: Numerische Modellierung des Streuverhaltens von Ultraschallwellen im mechanisch beanspruchten Beton. Darmstadt Concrete 20 (2005).
- [WINT 93] WINTER, D.: Optische Verschiebungsmessung nach dem Objektrasterprinzip mit Hilfe eines Flächenorientierten Ansatzes. Institut für Technische Mechanik, Abteilung Experimentelle Mechanik, TU Braunschweig, 1993.
- [WITT 83] WITTMANN, F.H.: Structure of concrete with respect to crack formation. Fracture Mechanics of concrete. Developments in Civil Engineering, 7. F.H Wittmann (ed.), Elsevier, 1983, pp. 43-74.
- [WITT 87] WITTMANN, F.H.; HUANG, Y.Y. and ROELFSTRA, P.E.: Influence of age of loading, water-cement ratio and rate of loading of fracture energy of concrete. Materials Structures. V. 20 (1987), pp. 103-110.
- [WITT 90] WITTMANN, F.H.; MIHASHI, H. and NOMURA, N.: Size Effect on Fracture Energy of Concrete. Engineering Fracture Mechanics. V. 35 (1990), pp. 107-115.
- [WITT 02] WITTMANN, F.H.: Crack Formation and Fracture Energy of Normal and High Strength Concrete. Sādhanā. V. 27, Part 4 (2002), pp. 413-423.
- [WU 01] WU, K.; CHEN, B.; YAO, W. and ZHANG, D.: Effect of Coarse Aggregate Type on Mechanical Properties of High-Performance Concrete. Cement and Concrete Research 31 (2001), pp. 1421-1425.
- [YANG 98] Yang, C.C. and Huang, R.: Approximate Strength of Lightweight Aggregate using Micromechanics Method. Advanced Cement Based Materials 7 (1998), pp. 133-138.
- [ZEIT 97] ZEITLER, R.: Zum Bruchverhalten von hochfestem Beton bei einer Zugbeanspruchung durch formschlüssige Verankerungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 471. Berlin, 1997.

# Anlage

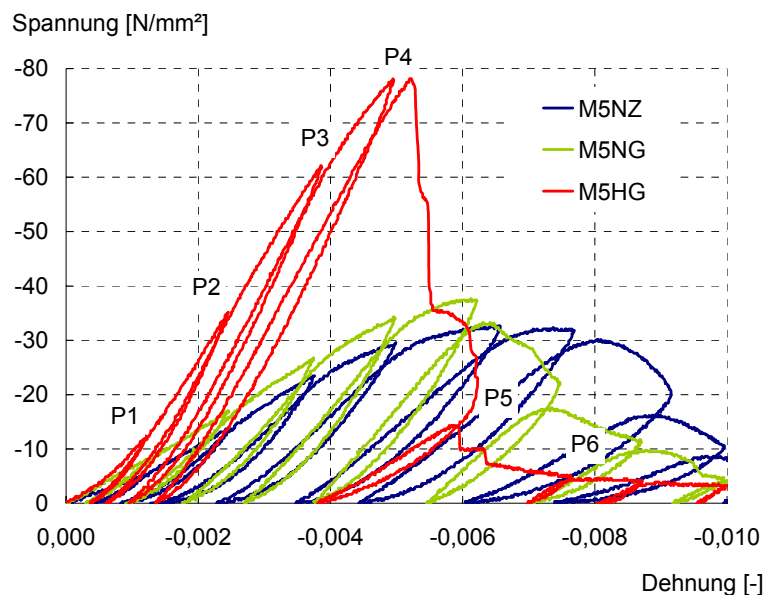


Abbildung A.1: Spannungsdehnungslinien für die Proben M5NG, M5NZ und M5HG bei einaxialer Kurzzeit-Druckbeanspruchung mit zyklischer Ent- und Wiederbelastung.

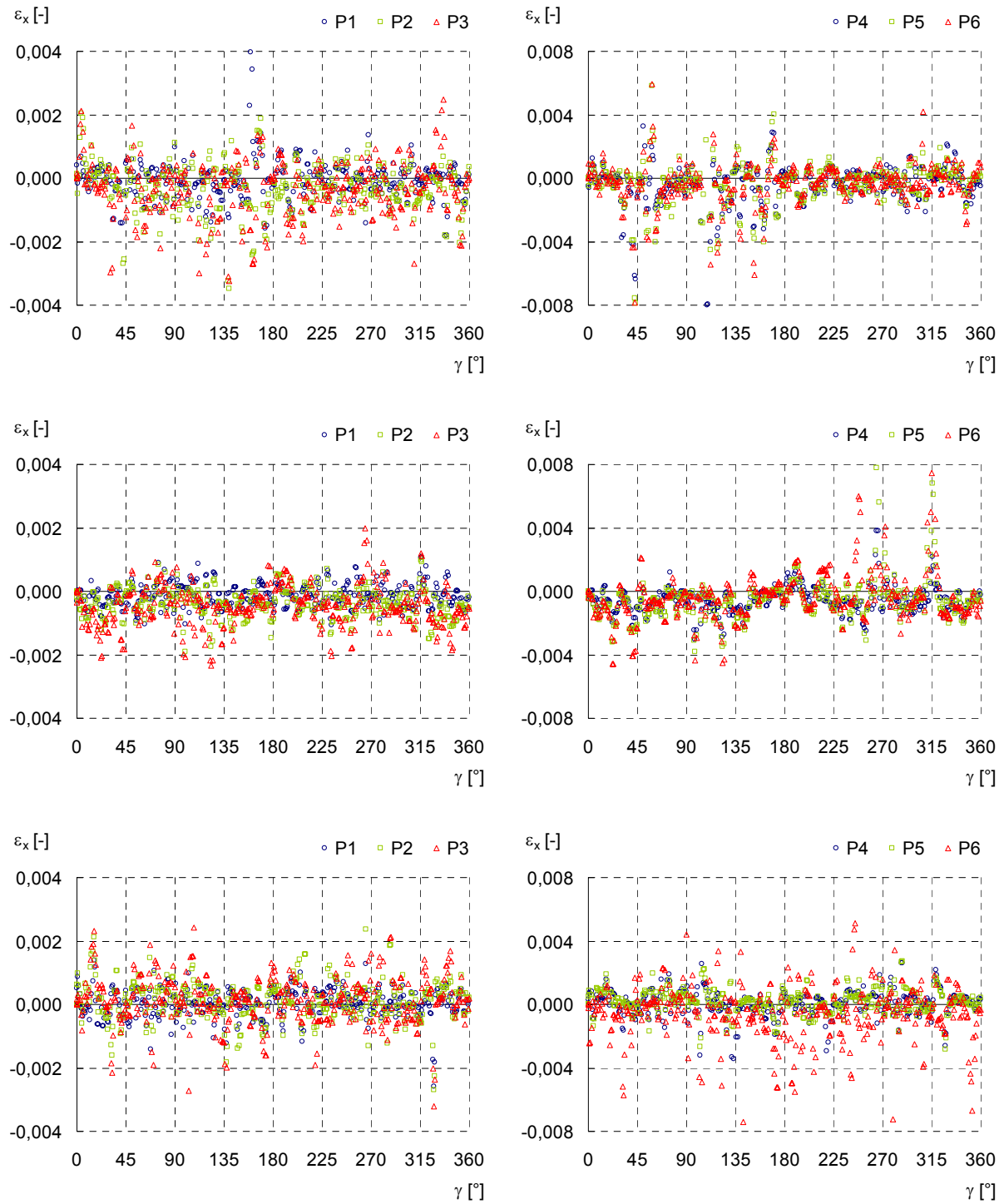


Abbildung A.2:  $\varepsilon_x$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 11,6$  mm (Gesteinskörnung) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

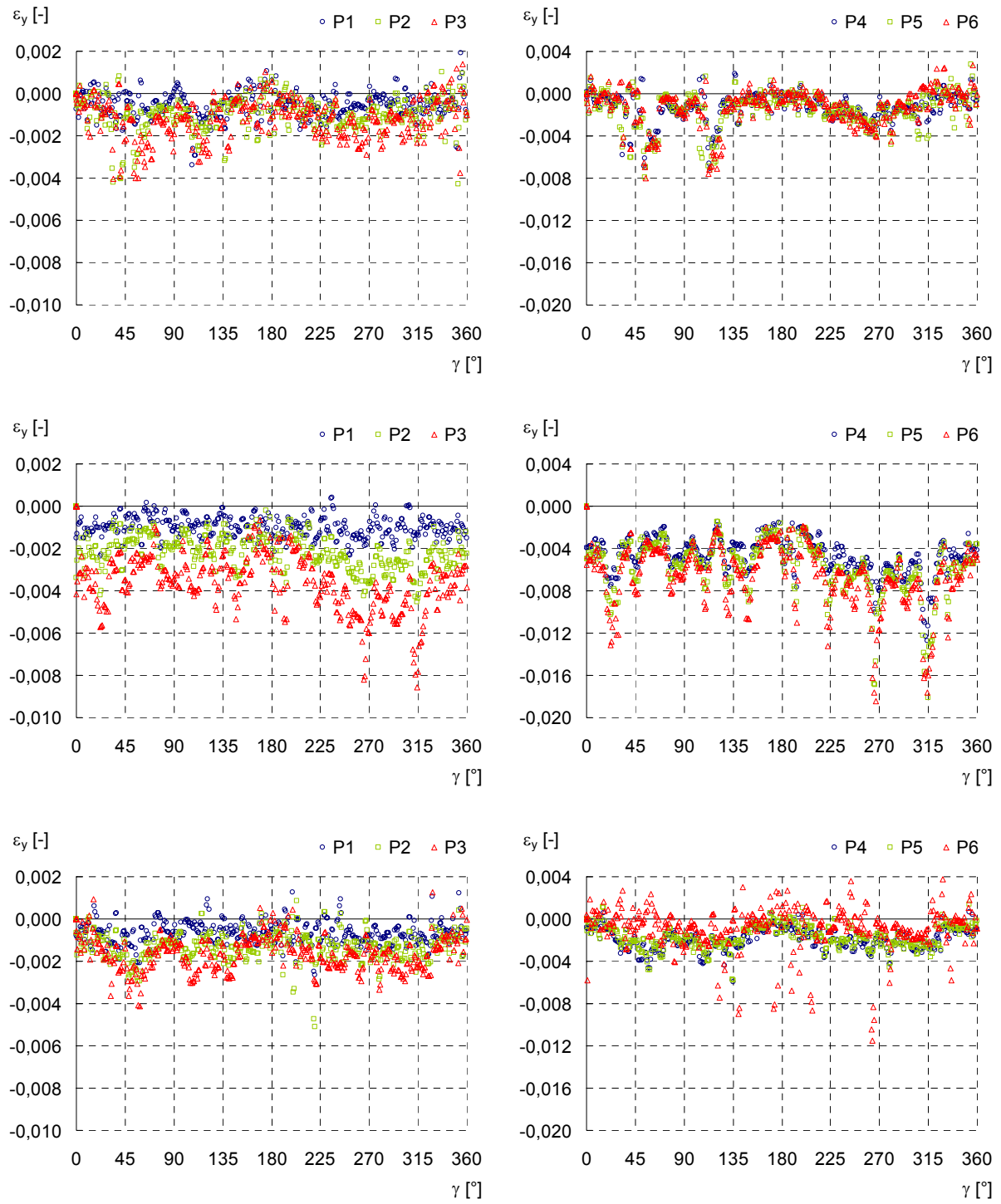


Abbildung A.3:  $\epsilon_y$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 11,6$  mm (Gesteinskörnung) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.



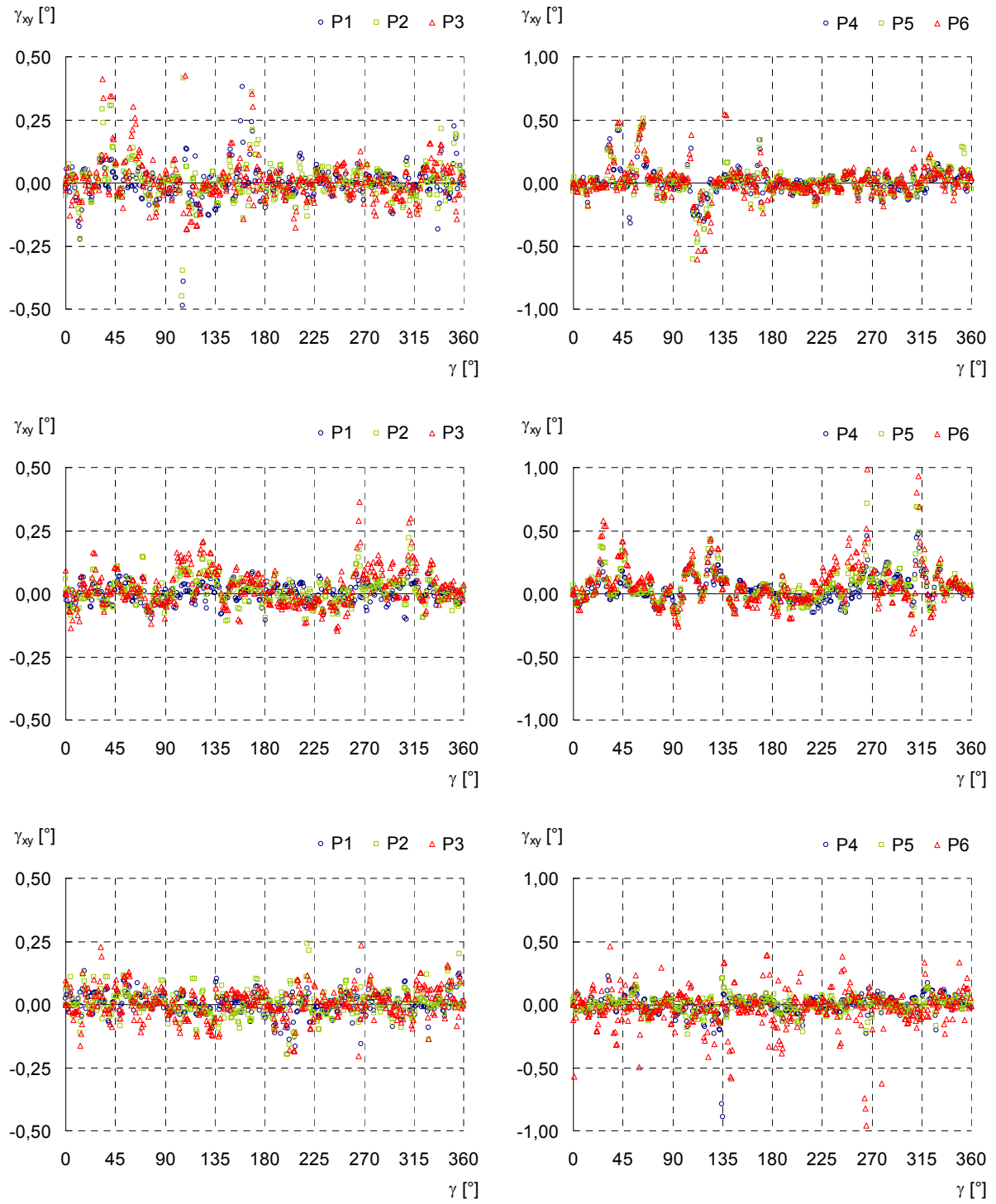


Abbildung A.4:  $\gamma_{xy}$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 11,6$  mm (Gesteinskörnung) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

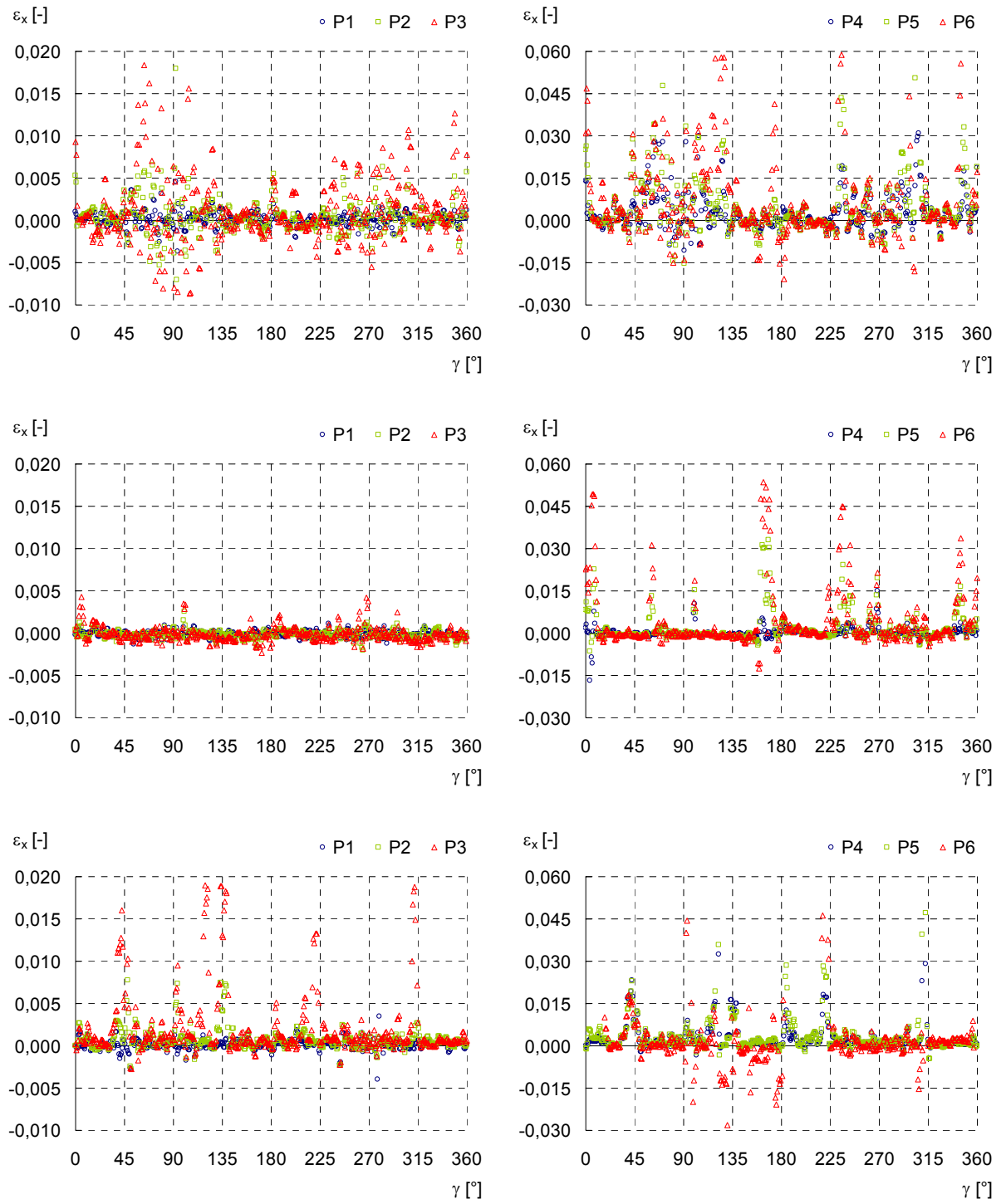


Abbildung A.5:  $\varepsilon_x$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 13,6$  mm (Matrix) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

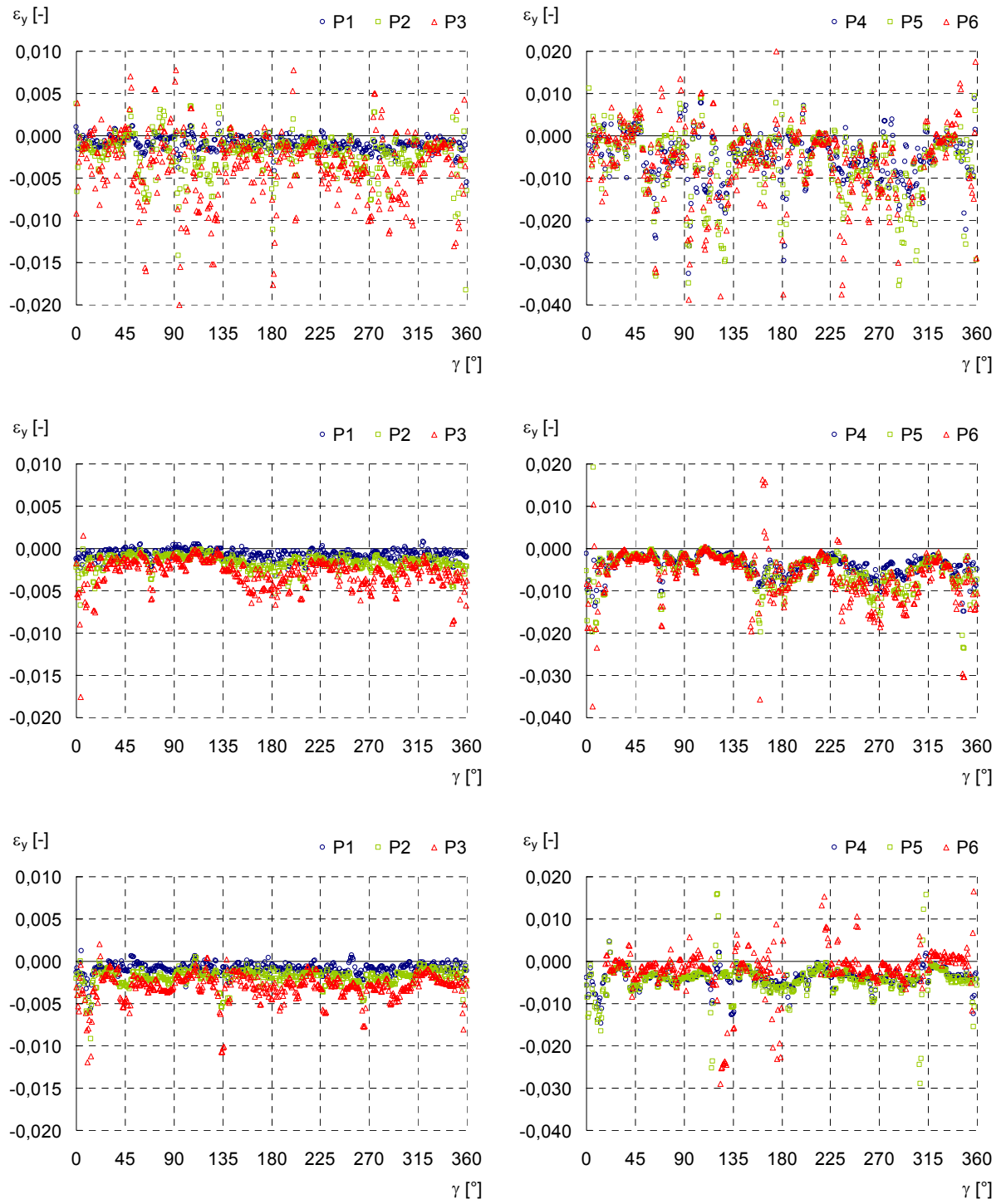


Abbildung A.6:  $\varepsilon_y$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 13,6$  mm (Matrix) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.

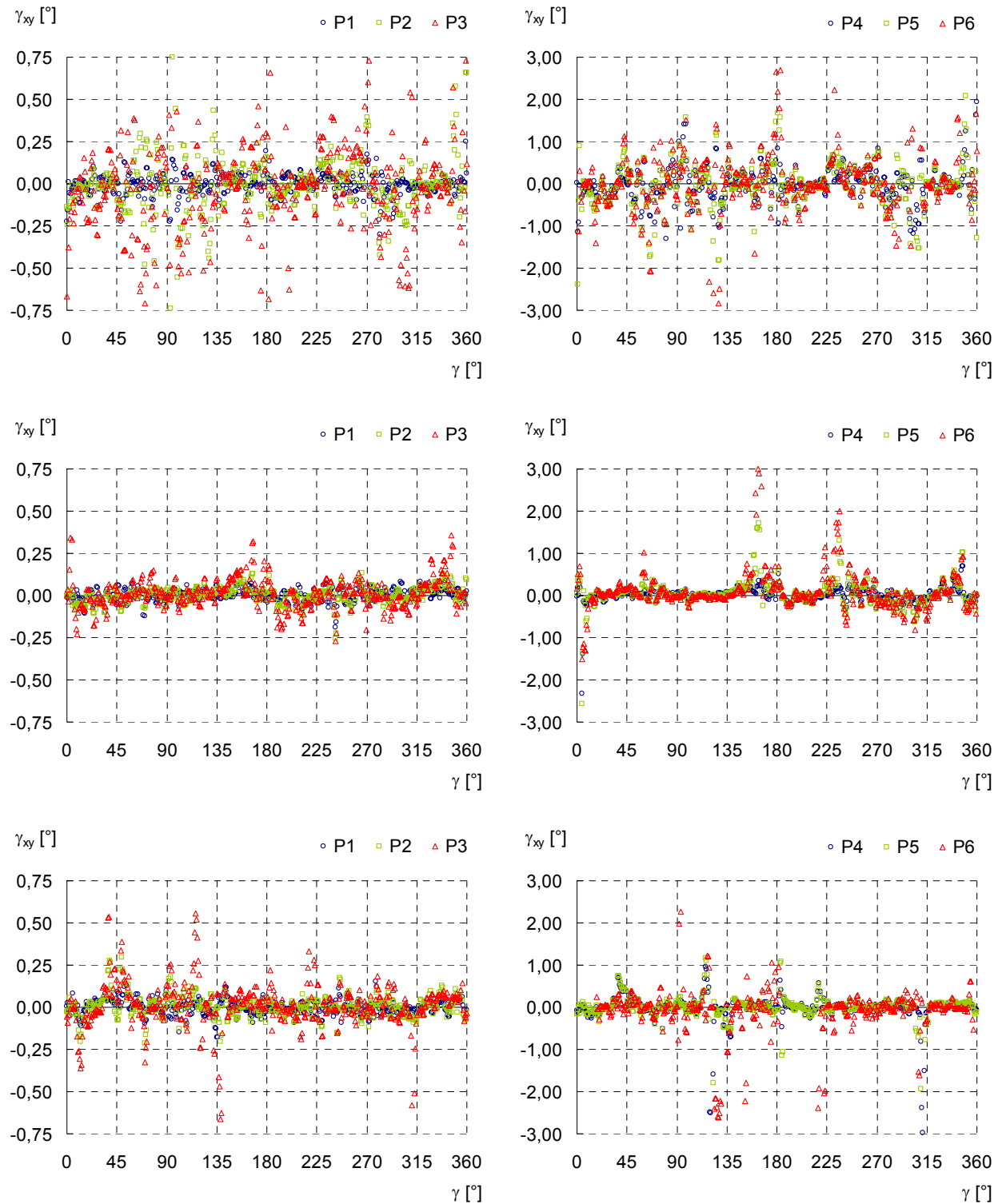


Abbildung A.7:  $\gamma_{xy}$  für die Modelle M5NZ (oben), M5NG (Mitte) und M5HG (unten) für 6 Laststufen P1-P3 (links) und P4-P6 (rechts) für  $r = 13,6$  mm (Matrix) und variierendem Winkel  $\gamma$  von 0-360°.